



**HAL**  
open science

# Interactions of foundations and expansive soils : pathology, calculations and experimental studies

Houssine Ejjaaouani

► **To cite this version:**

Houssine Ejjaaouani. Interactions of foundations and expansive soils: pathology, calculations and experimental studies. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2008. English. NNT: . pastel-00005300

**HAL Id: pastel-00005300**

**<https://pastel.hal.science/pastel-00005300>**

Submitted on 16 Sep 2009

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THÈSE

*présentée pour l'obtention du diplôme de*

**DOCTEUR**

de

**l'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES**

***Spécialité : Géotechnique***

*par*

**Houssine EJJAAOUANI**

*Sujet de thèse :*

**INTERACTIONS DES FONDATIONS ET DES SOLS  
GONFLANTS : PATHOLOGIE, CALCULS ET ÉTUDES  
EXPÉRIMENTALES**

**présentée à Champs-sur-Marne le 9 juillet 2008**

**devant le jury composé de :**

**Daniel Levacher  
Philippe Delmas  
Ahmed Hakimi  
Jean-Pierre Magnan**

**Président, rapporteur  
Rapporteur  
Examineur  
Directeur de thèse**



# SOMMAIRE

Résumé, Abstract	5
Remerciements	7
INTRODUCTION GÉNÉRALE	9
Chapitre 1. LES SOLS ARGILEUX GONFLANTS : MINÉRAUX, PROPRIÉTÉS ET COMPOTEMENT MÉCANIQUE	11
1.1 Généralités	11
1.2 Les sols gonflants au Maroc	16
1.3 Nature des sols gonflants	19
1.4 Structure des sols argileux et liaisons structurelles	28
1.5 Comportement des sols gonflants lors de l'humidification	32
1.6 Déformations de gonflement des sols argileux	35
1.7 Conclusions	47
Chapitre 2. PATHOLOGIE DES CONTRUCTIONS DANS LES ZONES DE SOLS GONFLANTS	51
2.1 Introduction	51
2.2 Conséquences de l'humidification du sol de fondation	52
2.3 Comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol	57
2.4 Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants	72
2.5 Conclusion	74
Chapitre 3. MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUR SEMELLE FILANTE DANS UN MASSIF DE SOL GONFLANT	75
3.1 Introduction	75
3.2 Les modèles mécaniques de fondations sur sols gonflants	76
3.3 Représentation du comportement des sols gonflants lors de leur saturation	85
3.4 Module de réaction des sols gonflants	90
3.5 Particularités du comportement des fondations lors de l'humidification différentielle des sols	93
3.6 Détermination des efforts internes dans la semelle lors de l'humidification périphérique du sol gonflant	112
3.7 Détermination des efforts internes dans la semelle lors de l'humidification du sol gonflant au centre de la semelle	123
3.8 Conclusion	128
Chapitre 4. CALCUL DU SOULÈVEMENT DES FONDATIONS LORS DU GONFLEMENT DU SOL	131
4.1 Introduction	131
4.2 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle	131
4.3 Problème axisymétrique de la plaque circulaire	134
4.4 Problème tridimensionnel de la plaque rectangulaire	139
4.5 Calcul des contraintes sous une semelle carrée en tenant compte de la plastification du sol	142
4.6 Tassement et soulèvement des fondations superficielles	147
4.7 Conclusion	153

Chapitre 5. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SOLS GONFLANTS EN LABORATOIRE	155
5.1 Introduction	155
5.2 Caractérisation des sols du site expérimental d'Ouarzazate	155
5.3 Objectifs et méthodologie de l'étude des argiles gonflantes en laboratoire	162
5.4 Étude expérimentale du gonflement de l'argile d'Ouarzazate : procédures et résultats d'essais	165
5.5 Analyse du gonflement de l'argile d'Ouarzazate	178
5.6 Le gonflement du sol et ses liaisons structurelles	185
5.7 Succion et écoulement de l'eau dans les sols argileux	190
5.8 Modifications des propriétés physiques et mécaniques des sols gonflants lors de leur humidification	194
5.9 Conclusion	198
Chapitre 6. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES SOLS GONFLANTS LORS DE LEUR HUMIDIFICATION SUR LE SITE EXPÉRIMENTAL D'OUARZAZATE	201
6.1 Introduction	201
6.2 Travaux préliminaires pour l'aménagement du site d'Ouarzazate	201
6.3 Étude des propriétés de déformabilité des sols dans leur état naturel	212
6.4 Humidification du sol à partir de la surface sur le site expérimental	215
6.5 Comportement du sol gonflant lors de son humidification	218
6.6 Comportement des fondations sur sol gonflant saturé	223
6.7 Conclusion	226
CONCLUSION GÉNÉRALE	227
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	231

## Résumé

### INTERACTIONS DES FONDATIONS ET DES SOLS GONFLANTS : PATHOLOGIE, CALCULS ET ÉTUDES EXPÉRIMENTALES

Houssine Ejjaouani

Ce mémoire comporte six chapitres. Le premier chapitre passe en revue les problèmes des sols argileux gonflants dans le monde et au Maroc, décrit leurs propriétés physiques et mécaniques, leur nature minéralogique et leur structure, en insistant sur leur comportement lors de l'humidification. Le deuxième chapitre analyse, sur la base des travaux de l'auteur, les différentes pathologies induites dans les bâtiments par le gonflement des sols argileux du Maroc.

Les deux chapitres suivants portent sur le calcul des efforts dans les fondations superficielles et de leurs tassements ou gonflements : le chapitre 3 analyse les modifications des contraintes qui sont induites dans les fondations superficielles en béton armé par le gonflement non homogène du sol que provoque l'humidification du massif de sol à partir d'une source d'eau qui peut avoir une position quelconque par rapport à la structure. Le chapitre 4 étudie l'effet de la charge transmise par la fondation sur l'état des contraintes dans le sol et sur les déformations qui se développent en cas d'humidification, qui peuvent être des tassements ou des gonflements suivant les valeurs de la pression de gonflement et de la contrainte verticale dans le sol.

Les deux derniers chapitres du mémoire décrivent une étude expérimentale de chargement de fondations superficielles sur des sols gonflants, réalisée dans la ville de Ouarzazate : le chapitre 5 présente les résultats de l'étude en laboratoire et leur interprétation en termes d'effet de la teneur en eau sur les déformations, la perméabilité et la résistance des sols à deux niveaux sous les fondations. Le chapitre 6 décrit l'expérimentation en vraie grandeur, donne les résultats des essais réalisés sur les quatre fondations superficielles à différents instants du processus d'humidification et de séchage du sol et les interprète à la lumière des résultats des essais de laboratoire et des formules de calcul développées dans les chapitres précédents.

# Abstract

## INTERACTIONS OF FOUNDATIONS AND EXPANSIVE SOILS: PATHOLOGY, CALCULATIONS AND EXPERIMENTAL STUDIES

Houssine Ejjaaouani

This report is divided into six chapters. In the first chapter the problems of expansive clayey soils around the world and in Morocco are reviewed, then their physical and mechanical properties, mineralogy and structure are described, with emphasis on their behaviour during wetting. In the second chapter, on the basis of the authors' experience, the various damages observed in buildings in Morocco because of the expansion of clayey soils are described.

The following two chapters are devoted to the calculation of stresses in shallow foundations and of the foundation settlement or heave: Chapter 3 analyses the stress changes in reinforced concrete shallow foundations which are induced by the non homogeneous heave produced by soil wetting from a water source which can be located at any position with respect to the structure. Chapter 4 is devoted to the effect of the foundation load on the stress state in the soil and on the strains which develop upon wetting and can produce either settlement or heave, depending on the relative values of the swelling pressure and the vertical stress in the soil.

The last two chapters present an experimental study of shallow foundations on expansive soils, which was performed in the city of Ouarzazate: In Chapter 5 the results of laboratory tests on soil samples taken at two depths under the foundations are presented and analysed in terms of water content effect on the deformations, permeability and resistance of the expansive clayey soils. The full scale experimental site and the results of the load tests performed on four shallow foundations at different stages of wetting and drying of the expansive soils are presented in Chapter 6. These results are then analysed with due account of the laboratory test results and calculation formulae presented in the preceding chapters.

# REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent tout d'abord à mon directeur de thèse M. Jean-Pierre Magnan qui, malgré son emploi du temps surchargé, a toujours été à l'écoute du moindre de mes besoins et a pris le temps de m'orienter tout au long de ce travail.

Je tiens également à remercier mon ancien directeur au Laboratoire Public d'Essais et d'Études, M. Ahmed Hakimi, qui fut à l'initiative de ce travail et qui m'a toujours encouragé à mener cette thèse jusqu'à la fin.

Je remercie MM. Philippe Delmas et Daniel Levacher d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ma thèse.

Je ne pourrais fermer cette page de remerciements sans oublier M. Vladimir Shakhirev qui, malgré le climat difficile de Ouarzazate, très chaud l'été et froid l'hiver, a dirigé les essais in situ avec un très grand soin.

Enfin je salue tout le personnel du Centre Expérimental des Sols du LPEE qui a contribué à la réalisation de ce travail.



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Certains sols argileux subissent des variations de volume importantes quand leur teneur en eau varie : quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense, son volume augmente et l'on parle de gonflement. Quand on assèche le même sol à partir d'un état initial plus lâche et saturé, son volume diminue et l'on parle de retrait. Ces deux mécanismes de gonflement et de retrait sont liés à la nature minéralogique des argiles et les mêmes particules peuvent provoquer du retrait ou du gonflement selon l'état initial de densité et d'humidité du sol.

Dans les régions sèches et chaudes comme le Maroc, la plupart des sols gonflants sont des argiles ou marnes dont l'état « normal » est sec et dense. Les problèmes créés par ces sols dans le domaine de la construction sont pour cette raison principalement dus au gonflement des sols de fondation en période de pluie. Nous avons choisi pour cette raison de focaliser nos travaux sur le gonflement des sols argileux et ses effets sur les fondations.

Nos travaux ont été guidés par des observations faites sur les sols, d'une part, et sur les constructions, pour l'essentiel des bâtiments, d'autre part. Le gonflement des sols est un phénomène connu depuis des décennies et il existe de nombreuses données sur ces sols, leur localisation et les problèmes qu'ils posent. Les deux premiers chapitres du mémoire font le point sur les informations disponibles et posent le cadre de nos propres travaux :

- le chapitre 1 fait l'inventaire des gisements connus de sols gonflants dans le monde et plus particulièrement au Maroc, puis il discute de la nature minéralogique des argiles gonflantes, de la structure de l'empilement des particules et du comportement des sols gonflants lors de l'humidification, considéré du point de vue de l'interaction de l'eau avec les particules et du point de vue des déformations volumiques qui en résultent ;
- le chapitre 2 analyse les pathologies que nous avons observées au Maroc dans le cadre des missions d'expertise du Laboratoire Public d'Études et d'Essais (LPEE) au cours des deux dernières décennies. Nous insistons d'abord sur les conséquences de la circulation de l'eau, qui peut s'effectuer soit par ruissellement lors des pluies, soit en suivant des canalisations endommagées, soit en se diffusant dans les couches perméables qui sont souvent intercalées dans les sols argileux gonflants. Le déplacement de l'eau fait que les désordres aux constructions apparaissent parfois à une certaine distance des fuites d'eau ou des sources d'eau qui sont à l'origine de l'introduction d'eau dans le sol sec. La suite du chapitre décrit la pathologie observée dans les bâtiments et les ouvrages d'art dans les différentes régions du Maroc qui comportent des argiles gonflantes et présentent les précautions qui permettent de limiter les effets du gonflement des sols.

L'interaction entre les fondations et les sols qui les supportent est le mécanisme majeur pour la maîtrise de l'effet du gonflement des sols sur les constructions. En effet, l'amplitude du gonflement du sol dépend de la charge qui lui est appliquée et il est essentiel de déterminer précisément la distribution des contraintes verticales

dans le sol qui supporte la fondation. Le transfert des charges au sol par les fondations superficielles et les fondations profondes est très différent et nous avons choisi de limiter notre étude aux fondations superficielles, qui sont les plus fréquentes dans la pathologie des constructions sur sols gonflants. La contrainte verticale sous une fondation superficielle est la somme de la contrainte verticale initiale existant avant la construction de la fondation et de l'incrément de contrainte créé par la fondation superficielle au point considéré. Elle est perturbée par le soulèvement du sol lors de l'humidification du sol gonflant et par la pression de gonflement qui se développe quand un obstacle s'oppose à ce gonflement. Le gonflement du sol modifie donc les efforts dans la structure de la fondation superficielle, tandis que la charge transmise par la fondation superficielle modifie les contraintes dans le massif de sol et influence le développement des déformations de gonflement. Ce problème typique d'interaction est traité dans les chapitres 3 et 4 :

- le chapitre 3 analyse les modifications des contraintes qui sont induites dans les fondations superficielles en béton armé par le gonflement non homogène du sol que provoque l'humidification du massif de sol à partir d'une source d'eau qui peut avoir une position quelconque par rapport à la structure ;
- le chapitre 4 étudie l'effet de la charge transmise par la fondation sur l'état des contraintes dans le sol et sur les déformations qui se développent en cas d'humidification, qui peuvent être des tassements ou des gonflements suivant les valeurs de la pression de gonflement et de la contrainte verticale dans le sol.

Les deux derniers chapitres du mémoire décrivent l'étude expérimentale qui constitue le cœur de notre étude des sols gonflants. Nous avons pu installer sur un terrain de la ville de Ouarzazate où l'on rencontre une couche de sols argileux gonflants à proximité de la surface, un dispositif de chargement de fondations superficielles qui a été utilisé pour tester la résistance et les déformations des sols dans leur état initial sec, puis après saturation et enfin à différents stades de leur retour à l'état initial sec. Cette étude en vraie grandeur a été précédée et accompagnée par des études en laboratoire sur des échantillons intacts prélevés sur le site :

- le chapitre 5 présente les résultats de l'étude en laboratoire et leur interprétation en termes d'effet de la teneur en eau sur les déformations, la perméabilité et la résistance des sols à deux niveaux sous les fondations ;
- le chapitre 6 décrit l'expérimentation en vraie grandeur, donne les résultats des essais réalisés sur les quatre fondations superficielles à différents instants du processus d'humidification et de séchage du sol et les interprète à la lumière des résultats des essais de laboratoire et des formules de calcul développées dans les chapitres précédents.

La conclusion générale résume le mémoire en commentant les questions traitées dans les différents chapitres et les réponses apportées aux questions posées.

# Chapitre 1

## Les sols argileux gonflants : minéraux, propriétés et comportement mécanique lors de l'humidification

- 1.1 Généralités
- 1.2 Les sols gonflants au Maroc
- 1.3 Nature des sols gonflants
- 1.4 Structure des sols argileux et liaisons structurales
- 1.5 Comportement des sols gonflants lors de l'humidification
- 1.6 Déformations de gonflement des sols argileux
- 1.7 Conclusions

### 1.1 Généralités

Lorsque l'on étudie les sols de fondation d'un ouvrage, on se préoccupe habituellement surtout de leur résistance mécanique et de leur compressibilité, qui vont conditionner leur comportement sous les charges appliquées. Dans la pratique de la construction, on connaît des exemples de bâtiments ou d'ouvrages qui ont été construits sur des sols si peu résistants et si compressibles que le tassement de ces constructions a atteint plusieurs mètres et a duré pendant des dizaines d'années. De telles propriétés sont caractéristiques des argiles et des sols argileux, qui proviennent de l'altération chimique des roches. Les particules argileuses ont une forme d'écaillés ou de feuillets et sont liées par des liaisons complexes, principalement colloïdales, qui, suivant l'état de saturation en eau du sol, lui donnent les propriétés d'un corps solide, d'un corps plastique ou d'un liquide visqueux.

Les sols argileux peuvent différer sensiblement par leurs caractéristiques physiques et mécaniques mais ils ont en commun la propriété de gonfler lorsque de l'eau pénètre dans une couche de sol argileux non saturé. Le gonflement des sols argileux dans la direction verticale peut atteindre plusieurs dizaines de centimètres, ce qui est dangereux pour tous les bâtiments et les ouvrages. Ainsi, les observations effectuées à Kimberley (Afrique du Sud) ont révélé des amplitudes de gonflement de 0,6 m pour une couche de sols gonflants de 6 m d'épaisseur (Williams, 1991a, b).

Les sols argileux susceptibles de gonfler sont très répandus sur tous les continents. On trouve des sols gonflants sur les territoires du Canada et des États-Unis d'Amérique, en Amérique du Sud, en Europe, en Afrique, au Proche-Orient, au Moyen-Orient et en Extrême-Orient, en Russie, en Inde, en Chine, au Japon et en Australie.

Lors du gonflement des sols argileux, le danger ne provient pas seulement de l'amplitude du soulèvement du sol lors de son humidification : des tassements importants peuvent se produire après l'humidification, par suite de la diminution de la résistance et de la raideur du sol ; des désordres sont aussi possibles en cas de sécheresse prolongée, à cause du retrait du sol.

Les pertes provoquées chaque année dans le monde par les effets négatifs des sols gonflants sur l'état des constructions atteignent des montants très élevés. D'après Jones et Holtz (1973), cités par Gromko (1974) et Chen (1975), cette somme atteint annuellement 2,3 milliards de dollars, soit plus du double des pertes dues aux inondations, aux ouragans, tornades et tremblements de terre (Gromko, 1974).

Des sols fortement gonflants existent aussi dans pratiquement toutes les régions du Maroc et ils créent des difficultés pour la construction des bâtiments et des ouvrages.

On sait que les particules qui constituent les sols se forment par altération physique des roches cristallines massives (minéraux primaires) pour les sols grossiers et sableux, et par altération chimique des mêmes roches (minéraux secondaires) pour les sols argileux. Les particules des sols argileux sont constituées de différents minéraux, comme la montmorillonite, l'illite, la kaolinite, l'halloysite, la chlorite, les feldspaths, la vermiculite, etc. Les minéraux argileux les plus répandus sont la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (hydrosilicates) (Berezantsev et al., 1961 ; Gromko, 1974 ; Chen, 1975 ; Sorochan, 1989). Ces observations sont confirmées par les recherches faites dans de nombreux pays. Ainsi, en Chine, Chen et Zhou (1988) considèrent la montmorillonite, la kaolinite et l'illite comme les minéraux principaux de leur composition chimique, Bao et Liu (1988) montrent que les argiles gonflantes de Nanyang contiennent de l'illite, de la montmorillonite, de la kaolinite, de la vermiculite et de la chlorite, Liao et Zhou (1988) écrivent que les recherches qu'ils ont réalisées au microscope électronique sur des argiles gonflantes montrent qu'elles sont constituées principalement d'illite et de kaolinite et accessoirement de montmorillonite.

La carte de la figure 1 montre l'extension des sols gonflants en général et de la montmorillonite en particulier sur le territoire des Etats-Unis, d'après les travaux de Salbert et Smith (1965) et de Tourtelot (1973) cités par Chen (1975).

La montmorillonite est également très répandue dans les autres pays du monde, où les argiles qui en contiennent portent des noms locaux comme « black cotton soil » en Inde, argiles d'Aral, de Maikop, de Sarmat ou du kimmeridjien en Russie, au Kazakhstan et en Ukraine, « badole » au Japon, « pampus » en Argentine, « margilatic » en Indonésie, « Terres noires » en Australie, « hamra » en Israël, « tirs » au Maroc, etc. (Mohan, 1988, Sorochan, 1989 ; Wiseman et al., 1988 ; Alimi-Ichola, 1991).

L'examen des travaux publiés dans la littérature mondiale montre que l'on rencontre des problèmes de construction sur les sols gonflants dans les pays suivants :

Afrique du sud	Cuba	Iran	Royaume Uni
Algérie	Égypte	Italie	Russie
Arabie Saoudite	Espagne	Kazakhstan	Suisse
Argentine	Éthiopie	Maroc	Syrie
Australie	France	Mexique	Turquie
Azerbaïdjan	Ghana	Nigéria	Ukraine
Botswana	Grèce	Pakistan	USA
Birmanie	Hongrie	Pologne	Vénézuéla
Canada	Inde	Portugal	Zimbabwe
Chine	Israël	Roumanie	

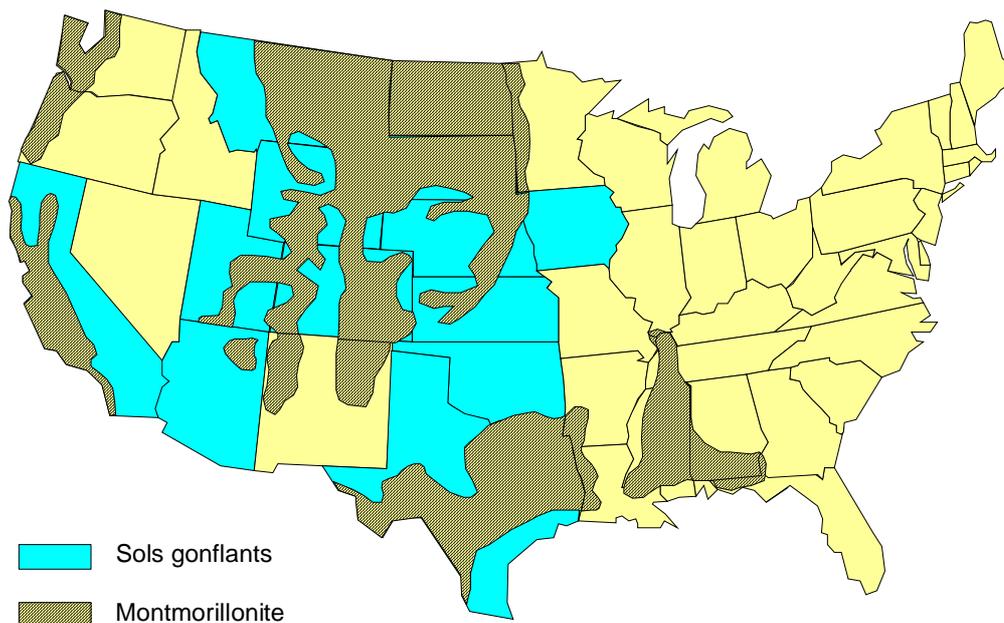


Figure 1. Extension des minéraux argileux sur le territoire des États-Unis d'Amérique

Les minéraux très répandus comme la kaolinite, l'illite et la montmorillonite, qui entrent dans la composition des argiles gonflantes, se rencontrent pratiquement dans tous les pays cités et en proportions variables avec d'autres minéraux. Les particules argileuses, qui proviennent de l'altération chimique des roches, diffèrent sensiblement de la composition des roches-mères, contrairement aux particules issues de l'altération physique de ces mêmes roches.

Les sols contenant une grande quantité de particules argileuses sont peu perméables et la quantité d'eau qui entre dans leur composition est supérieure au volume de leurs pores car l'eau peut pénétrer à l'intérieur de leur réseau cristallin, ce qui les fait gonfler lorsqu'ils se saturent.

Les proportions des différents types de minéraux exercent une plus grande influence sur le comportement des argiles que leur saturation.

Le caractère et le degré d'interaction du sol argileux avec l'eau, comme la valeur du potentiel de gonflement, dépendent de la structure du réseau cristallin, de la structure des particules argileuses et de la capacité d'échange ionique des minéraux (Lambe et Whitman, 1959, Deryagin et Nerpin, 1961, Chen, 1975, Filliat et al. 1981).

Les particules d'argile ont des épaisseurs très petites, comprises entre 2  $\mu\text{m}$  pour la kaolinite et 0,001  $\mu\text{m}$  pour la montmorillonite, et leur structure particulière fait qu'elles ont une surface spécifique importante, variant de 10  $\text{m}^2/\text{g}$  pour la kaolinite à 800  $\text{m}^2/\text{g}$  pour la montmorillonite (Woodward-Clyde and Associates, 1967 ; Philipponnat, 1979).

De telles valeurs de la surface spécifique créent dans les sols argileux un fort potentiel d'énergie libre de surface, qui provoque des phénomènes caractéristiques

des systèmes colloïdaux. Dans les conditions régnant dans la nature, les particules d'argile sont toujours entourées d'une enveloppe d'eau et de colloïdes, car elles sont capables d'adsorber des molécules d'eau et les ions libres des substances dissoutes et des réactions d'échange peuvent se produire à leur surface.

Les interactions moléculaires des particules voisines jouent aussi un rôle important dans le comportement des particules d'argile : forces électromagnétiques et de van-der-Waals (Deryagin et Nerpin, 1961 ; Gromko, 1974 ; Chen, 1975 ; Filliat et al., 1981 et d'autres)

Différents mécanismes de gonflement des sols peuvent dépendre de phénomènes capillaires et osmotiques, tels que l'attraction de l'eau par adsorption polaire, la succion osmotique et les forces de tension superficielle (De Bruijn, 1955 ; Ladd, 1959 ; Means, 1959 ; Richards, 1967).

Ainsi, le gonflement du sol se produit lors de son interaction avec de l'eau ou une solution aqueuse, lorsque l'attraction des molécules d'eau sur la surface des particules de sols provoque une augmentation de l'épaisseur de l'enveloppe hydratée autour de ces particules et conduit à l'apparition d'une pression interne qui provoque leur écartement.

Les argiles monominérales (montmorillonite, illite, kaolinite, etc.) présentent des structures élémentaires, constituées de feuillets assemblés les uns sur les autres et appelées souvent « paquets ».

Sous l'influence de l'altération chimique et d'autres phénomènes, ces « paquets » peuvent se réunir pour former des structures élémentaires en micro-agrégats (Filliat et al., 1981).

Ensuite, sous l'effet de processus de diagénèse variés et de longue durée, la structure initiale des micro-agrégats peut subir des modifications importantes. Si la sédimentation des particules argileuses du sol se produit sans coagulation, c'est-à-dire sans qu'elles s'agrègent au préalable en micro-agrégats sous l'effet de forces électro-moléculaires, les argiles ont une structure en nid d'abeille. La coagulation préalable des particules d'argile pendant leur sédimentation conduit à une structure floculée (Berezantsev et al., 1961 ; Filliat et al., 1981).

Dans les deux cas, on observe une disposition désorganisée (chaotique) des particules feuilletées d'argile, qui s'explique par le fait que le potentiel de l'énergie superficielle et par conséquent aussi la force d'attraction mutuelle des particules sont maximaux dans les angles et sur les arêtes des noyaux minéraux cristallins (Katti, 1988).

Sous l'influence d'une charge de compression (par exemple, la pression des couches de terrains sus-jacentes), cette disposition chaotique des particules peut devenir plus organisée, avec une orientation horizontale de la plupart des particules d'argile et une porosité sensiblement plus faible (Filliat et al., 1981).

Lors de la saturation du sol, par suite de pluies ou d'inondations ou de fuites de canalisations, une couche hydratée d'eau fortement liée se forme à la surface des

particules d'argile, ce qui écarte les particules du sol et provoque son gonflement. Ce faisant, il faut distinguer le gonflement inter-agrégats du sol, provoqué par la formation d'une enveloppe d'eau fortement liée autour des particules ou micro-agrégats du sol et le gonflement intra-cristallin, lorsque les molécules d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur du réseau cristallin parce que les liens entre les feuillets ne sont pas assez forts.

L'amplitude du soulèvement d'un sol gonflant dépend des paramètres suivants (Gromko, 1974) :

- l'épaisseur de la couche d'argile,
- la charge extérieure,
- le niveau de la nappe,
- la teneur en eau initiale,
- les caractéristiques de la zone d'aération,
- les pressions horizontale et verticale dans le sol,
- le pourcentage d'argile et son activité,
- la profondeur de la couche,
- les variations saisonnières de l'humidité et de la température,
- le volume des précipitations atmosphériques, des inondations et des fuites des canalisations,
- la compacité initiale du sol,
- le temps,
- l'épaisseur de la zone active (Sorochan, 1989).

Il n'est pas rare que se produise, pendant la formation des sols, une sédimentation simultanée de particules argileuses, limoneuses et sableuses. Elle produit une structure stratifiée ayant des propriétés anisotropes dans les directions verticale et horizontale, ce qui se traduit aussi sur l'amplitude du gonflement dans ces directions.

Toutefois, on peut supposer (Gromko, 1974) que le gonflement latéral est empêché par le sol avoisinant. Les données expérimentales de Sorochan (1989) confirment cette hypothèse.

Il peut aussi y avoir des cas où des déplacements horizontaux que l'on ne peut négliger se produisent pendant la saturation du sol :

- lorsque le sol gonflant est fissuré et ne constitue pas un milieu continu,
- dans les pentes et les talus,
- au contact des rideaux de palplanches et des murs de soutènement,
- lorsque la teneur en eau est variable dans le massif de sol.

On peut voir dans ce qui précède combien le problème de la construction des bâtiments et des ouvrages de génie civil sur des sols gonflants peut être complexe.

La diversité des processus qui se développent dans le sol lors de son humidification et de son gonflement, le grand nombre des paramètres qui influencent l'amplitude du gonflement et qui caractérisent le sol, son état et son activité, le type de bâtiments ou d'ouvrages, les conditions climatiques ou de température, etc., rendent nécessaire une analyse méthodique pour la résolution de ces problèmes au plan général et dans chaque cas concret.

Tout cela témoigne de la grande importance économique des problèmes liés à la prévention des déformations dangereuses des bâtiments et ouvrages sur sols gonflants, dans la mesure où il n'est pas toujours possible ou économiquement justifié d'éliminer totalement toutes ces déformations.

C'est pourquoi, dans le monde entier, une grande attention est accordée aux problèmes de construction sur ces sols gonflants. De nombreuses recherches sont menées dans ce domaine aux États-Unis, en France, en Afrique du Sud, en Russie, en Inde, en Chine, au Royaume-Uni, en Israël, etc.

Parmi les travaux les plus connus consacrés à l'étude du comportement mécanique des sols gonflants lors de leur humidification, on peut citer ceux de Gibbs (1931), Skempton (1953), Holtz et Gibbs (1954, 1956), Taylor (1948), Grim (1953, 1958), Seed et al. (1962), Donaldson (1969), Deryagin et Nerpin (1961), Didier (1972), Aitchison (1969), Aitchison et Martin (1973), Gromko (1974), Chen (1975), Driscoll (1983), Katti (1988), Mohan (1988), Low (1973), Kassif et al. (1969), Rama Rao et Smart (1980), et d'autres.

Des contributions importantes ont été apportées à l'étude du comportement des fondations sur sols gonflants et à leurs méthodes de calcul par Goldshtejn (1952), Florin (1959), Dawson (1955, 1959), Sowers et Sowers (1970), Lytton (1970a, b, 1971), Sorochan (1989), Mustafaev (1989), Walsh (1974), Katti (1988), Philipponnat (1979, 1987, 1991), et d'autres.

## **1.2 Les sols gonflants au Maroc**

De nombreux dépôts de sols gonflants existent au Maroc. Ils se répartissent du nord au sud du pays, comme on le voit sur la carte de la figure 2.

Ces sols gonflants ont des propriétés, des épaisseurs et des profondeurs différentes sous la surface du terrain naturel.

Les « tirs », qui se trouvent habituellement à la surface du sol, sont connus des agronomes sous le nom de vertisols. Ils possèdent la faculté de gonfler et de se rétracter au fil des saisons. Ces argiles de couleur noire sont très plastiques (indice de plasticité compris entre 30 et 50) et sont par temps sec soumises à une fissuration intense. La largeur des fissures peut atteindre 10 à 20 cm et leur profondeur 1,5 m. Les eaux de pluie ou d'inondation peuvent pénétrer dans ces fissures et, lorsqu'elles sont en quantité suffisante, les fissures se referment par suite du gonflement du sol et le sol redevient dans ce cas assez homogène (Naciri, 1987).

Les tirs se rencontrent sous forme de dépôts superficiels sur toute la côte atlantique, dans les régions agricoles du Garb et du Doukhala, ainsi que dans des régions semi-désertiques comme Ouarzazate et le pied du Haut-Atlas (Alimi-Ichola, 1991).

Les sols gonflants du Maroc sont habituellement désignés par les localités où on les rencontre, par exemple : l'argile de Sidi-Kacem, l'argile de Berrechid, l'argile de Fès, l'argile de Safi, etc.

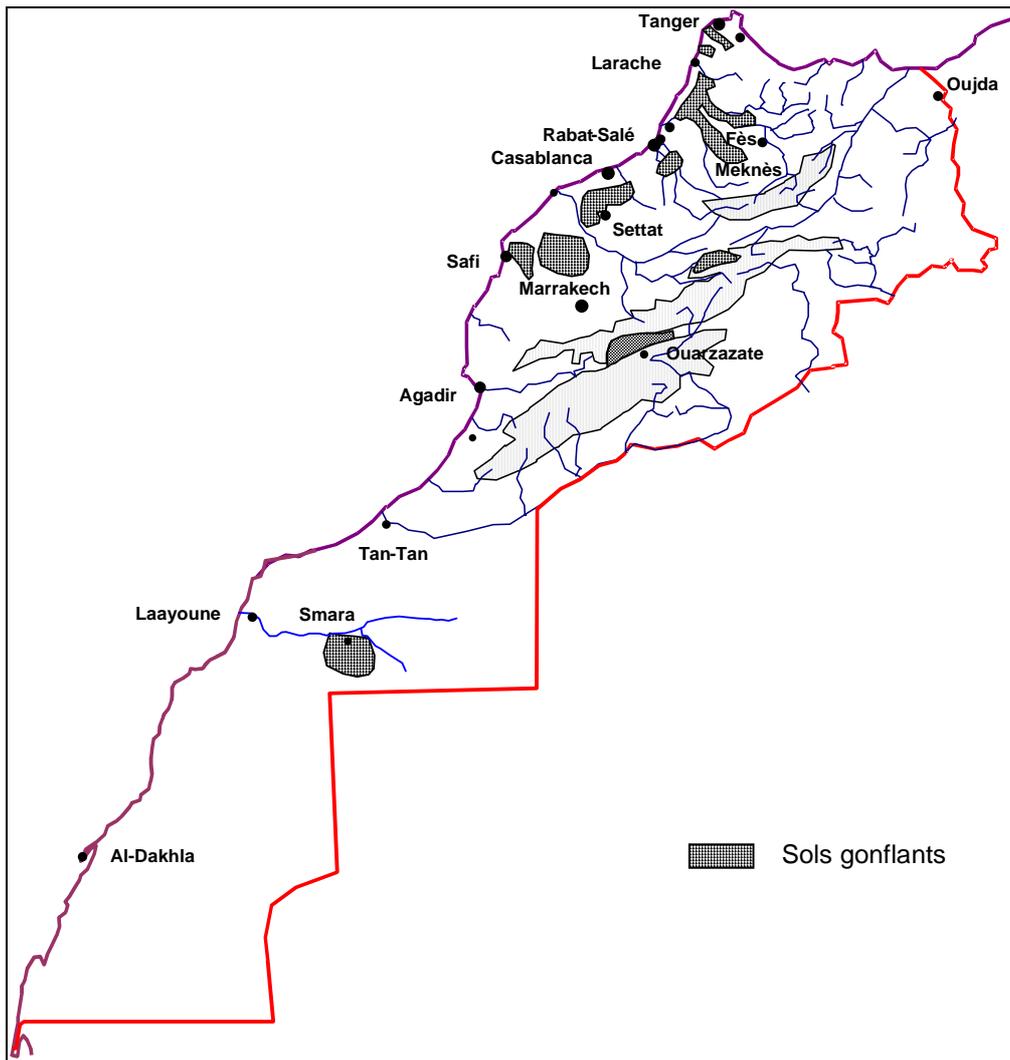


Figure 2. Localisation des zones de sols gonflants au Maroc

Alimi-Ichola (1991) a étudié certaines caractéristiques des argiles citées ci-dessus. Il est parvenu à la conclusion que, dans la majorité des cas, les sols gonflants du Maroc contiennent de la montmorillonite et parfois aussi de la beidellite (dans la région de Settat).

Les argiles monominérales qui contiennent principalement de la montmorillonite ou de la beidellite forment le groupe des smectites. On rencontre aussi des argiles gonflantes contenant des minéraux comme la chlorite, la kaolinite, l'illite, le quartz et plus rarement des feldspaths (Tableau 1).

L'étude de certaines propriétés physiques et mécaniques des sols gonflants (Tableau 2) a permis à cet auteur d'analyser le potentiel de gonflement des argiles, en utilisant différentes méthodes de classification, établies par Williams (1957), Ranganatham et Satyanarayana (1965) et Altmeyer (1955) (Tableau 3).

Cette analyse a montré que toutes les argiles étudiées peuvent être rattachées à la catégorie des sols très gonflants.

Tableau 1. Identification des argiles de Settat et de Sidi Kacem (Alimi-Ichola, 1991)

Minéraux	Settat	Sidi Kacem
Smectite	93%	61%
Chlorite	1%	15%
Kaolinite	1%	15%
Illite	-	5%
Quartz	1%	4%
Feldspaths	2%	-
Matières organiques	1,2%	1,3%
pH	pH eau : 8,2 pH KCl : 7,2	pH eau : 8,2 pH KCl : non mesuré
Capacité d'échange des cations	77 meq/100	41,1 meq/100

Tableau 2. Caractéristiques géotechniques des sols étudiés par Alimi-Ichola (1991)

Argile	Limite de liquidité	Indice de plasticité	Limite de retrait	Indice de retrait	Valeur de bleu	Fraction argileuse	Taux de gonflement
	$w_L$ (%)	$I_P$	$w_S$ (%)	$I_S$	$V_B$ (g/100g)	$C_2$ (%)	$I_G$ ( $\epsilon_S$ ) (%)
Sidi Kacem	64	41	11	53	8,5	49	70
Berrechid	77	47	14	63	7,7	41	80
Fès	137	102	12,4	125	14	54	50
Settat	75	50	13	46	10,5	50	80
Safi	50	29	12	38	5	40	65

Tableau 3. Classification des sols gonflants d'après leur potentiel de gonflement (Alimi-Ichola, 1991)

Argile	Classification de Williams			Classification de Ranganatham et Satyanarayana		Classification d'Altmeyer	
	$I_P$	$C_2$ (%)	Potentiel de gonflement	$I_S$	Potentiel de gonflement	$w_S$ (%)	Potentiel de gonflement
Sidi Kacem	41	49	Très fort ( $I_P > 30, C_2 > 27$ )	53	Fort ( $30 < I_S < 60$ )	11	Critique ( $w_S < 10$ )
Berrechid	47	41	Très fort	63	Très fort ( $I_S > 60$ )	14	Faible ( $w_S > 12$ )
Fès	102	54	Très fort	125	Très fort	12,4	Faible
Settat	50	50	Très fort	46	Fort	13	Faible
Safi	29	40	Très fort	38	Fort	12	Critique

Les études en laboratoire à l'œdomètre réalisées par Alimi-Ichola (1991) pour différentes valeurs de la pression appliquée ( $\sigma_a = 7$  kPa, 100 kPa, 500 kPa et 800 kPa) ont montré que la déformation de gonflement de l'argile dépend fortement de la pression appliquée. Elle vaut :

$\sigma_a$ (kPa)	7	100	500	800
$\Delta H/H_0$ (%)	14,93	6,53	1,07	0,27

Les amplitudes et pressions de gonflement de ces argiles sont caractéristiques de sols très gonflants.

Un peu plus tard, El Gamali et al. (1994) ont réalisé une série d'essais sur des argiles gonflantes de Berrechid à l'œdomètre standard et à l'appareil triaxial. Ejjaaouani et al. (1994) ont étudié le comportement des sols gonflants au moyen d'un œdomètre modifié. Malheureusement, ces essais ne sont que partiels et ne donnent pas une image globale du comportement des sols gonflants lors de leur humidification.

L'expérience accumulée lors de la construction et de l'exploitation de bâtiments et d'ouvrages dans différentes régions du Maroc, notamment sur les argiles de Berrechid et tout particulièrement de Ouarzazate où l'on observe des processus irréversibles de ruine de diverses structures par suite du soulèvement des fondations et des trottoirs à cause du gonflement des argiles, témoignent du caractère sérieux de ce problème. De nombreuses questions concernant la prévision du gonflement, ainsi que la limitation des effets du soulèvement et du retrait des sols restent sans réponses.

### **1.3 Nature des sols gonflants**

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes.

Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes.

Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, beidellite, micas, biotite, muscovite, chlorite, etc.

Les propriétés de gonflement des sols argileux dépendent fortement, d'après de nombreux chercheurs, de leur composition minéralogique, des pourcentages des différents minéraux ou des types de minéraux dominants, et de leur caractère dispersé. La structure du réseau cristallin des minéraux et leur capacité d'échange ionique joue également un rôle important.

Les réseaux cristallins des minéraux argileux sont constitués de deux éléments structurels principaux, des silicates et des aluminates.

En fonction de leurs combinaisons, ces éléments structuraux forment des minéraux argileux de deux types :

- dans le premier type, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée de deux couches d'aluminates et d'une couche de silicate ;
- dans le second type, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée d'une couche d'aluminates et d'une couche de silicate.

Au premier type de minéraux argileux appartiennent pour l'essentiel la kaolinite et les serpentines, qui proviennent de l'altération hydrothermale des roches granitiques et gneissiques sous l'action d'un climat sec et humide (Mouroux et al., 1988).

Au second type de minéraux argileux appartiennent la montmorillonite, la vermiculite, la chlorite et le groupe des micas : biotite (mica noir) et muscovite (mica blanc) (Filliat et al., 1981), qui sont souvent produits par l'altération en climat tropical ou équatorial de roches volcaniques de type cinérite et tuffite (Mouroux et al., 1988).

Les recherches de différents auteurs au microscope électronique ont montré que l'élément structural de tous les silicates et silico-aluminates peuvent être représentés sous forme du tétraèdre  $(SiO_4)^{4-}$ , qui est appelé « tétraèdre élémentaire ».

Cette forme géométrique simple représente l'union d'un ion de silicium ( $Si^{4+}$ ) et de quatre ions d'oxygène ( $O^{2-}$ ), dans laquelle l'ion de silicium est placé au centre du tétraèdre et partage ses quatre charges ioniques avec les quatre ions d'oxygène, disposés aux sommets du tétraèdre (Figure 3).

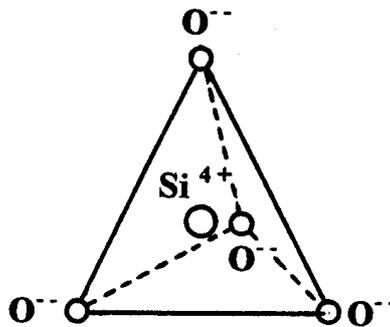


Figure 3. Le tétraèdre, élément structural de base des silicates

Les silicates possèdent des formes variées d'assemblage des tétraèdres élémentaires dans le réseau cristallin élémentaire. Les minéraux argileux des types indiqués ci-dessus font partie des phyllosilicates et forment un réseau cristallin plan de type hexagonal (Figure 4) (Filliat et al., 1981).

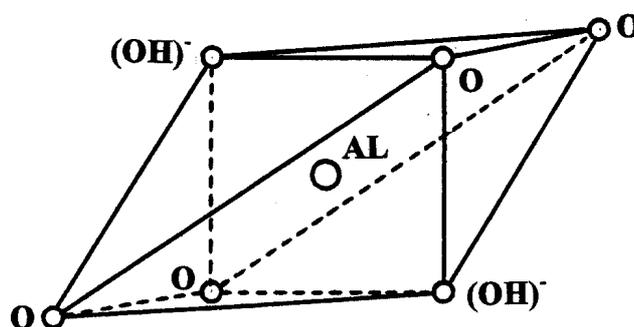


Figure 4. Réseau hexagonal plan des tétraèdres des phyllosilicates

L'élément structural d'aluminate peut être représenté sous forme d'un octaèdre (figure 5) au centre duquel est placé l'atome d'aluminium tandis que les sommets sont occupés par des ions d'oxygène ( $O^{2-}$ ) et des ions hydroxyle ( $OH^-$ ).

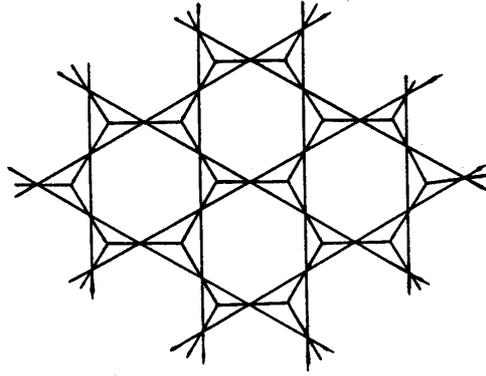


Figure 5. L'octaèdre, élément structural de base des alumines

Les minéraux du type de la kaolinite possèdent un réseau cristallin solide et indéformable dans lequel la distance entre les feuillets ne varie pas pendant l'humidification de l'argile et il ne se produit pas de gonflement intra-cristallin. La capacité de gonflement nettement plus faible de la kaolinite s'explique par les particularités de la structure de son réseau cristallin.

Dans la kaolinite, les couches en contact des deux feuillets de la structure élémentaire ont des structures cristallines différentes.

Le réseau cristallin du minéral « kaolinite », formé de deux couches constituées d'un élément structural de forme tétraédrique et d'un élément structural de forme octaédrique, est bordé d'un côté par des atomes d'oxygène et de l'autre côté par des ions hydroxyles.

Une telle superposition de couches crée entre elles des liaisons hydrogène, qui forment une structure rigide dans laquelle les distances entre les feuillets restent fixes. De plus, dans la structure de la kaolinite il est rare que se produisent des substitutions internes isomorphes d'éléments par d'autres de valence inférieure. Ces particularités font de la kaolinite un minéral moins hydrophile car elle possède une capacité d'absorption d'eau beaucoup plus faible.

La figure 6 présente un schéma de la structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite, établi par l'auteur sur la base des travaux de Parcevaux (1980), Philipponnat (1979) et Tefal (1993).

À la différence du groupe de la kaolinite, les minéraux du groupe de la montmorillonite possèdent un réseau cristallin mobile, qui, lors de l'humidification, est capable de s'écarter jusqu'à la séparation totale des feuillets, dont la surface spécifique augmente à cette occasion.

Le réseau cristallin des minéraux du groupe de la montmorillonite est formé de trois couches, constituées de deux réseaux tétraédriques de silicate entre lesquels est placé un réseau octaédrique d'aluminate.

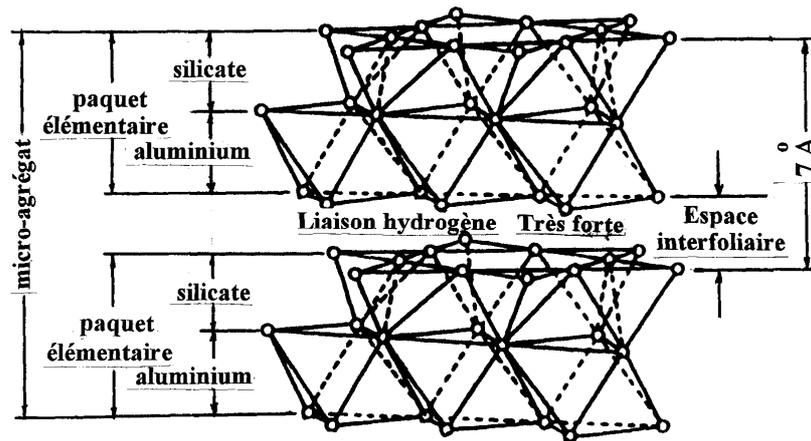


Figure 6. Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite

Une particularité de la structure de la montmorillonite est que les couches en contact des feuillets sont formées des mêmes ions d'oxygène, dont les liaisons sont faibles. Les molécules d'eau et d'autres liquides polaires pénètrent librement entre les feuillets et les écartent dans le sens perpendiculaire à la stratification de la structure, ce qui diminue les interactions moléculaires entre les couches voisines (Mustafaev, 1989).

Le réseau cristallin de la montmorillonite est caractérisé par sa forte capacité de substitution interne de ses éléments par d'autres éléments de moindre valence. Il subsiste pour cette raison dans le réseau cristallin des valences non compensées, qui augmentent la capacité d'adsorption des minéraux. De ce fait, les couches hydratées se forment non seulement sous l'effet des ions propres du minéral argileux mais aussi des cations d'échange disposés dans la couche superficielle.

La capacité de la montmorillonite à adsorber de l'eau dépend sensiblement de la composition de la solution aqueuse et de sa concentration et elle détermine la variabilité de ses propriétés. Les molécules d'eau pénètrent très facilement dans le réseau cristallin du minéral et en sortent aussi facilement, en modifiant son volume. C'est pourquoi les argiles montmorillonitiques possèdent une forte capacité de gonflement, dans la mesure où la distance entre les feuillets élémentaires peut être multipliée par dix (Mustafaev, 1989 ; Sorochan, 1989).

Il faut préciser ici que les molécules d'eau adsorbées ne peuvent pénétrer à l'intérieur du feuillet élémentaire constitué par les deux couches extérieures de silicate et la couche intermédiaire d'aluminate car ces couches sont, comme dans le cas de la kaolinite, fortement liées entre elles. Elles peuvent par contre pénétrer entre les paquets élémentaires qui sont faiblement liés dans le cas de la montmorillonite.

La figure 7 présente un schéma de la structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite (Low, 1973 ; Chen, 1975 ; Filliat et al., 1981 ; Katti, 1988).

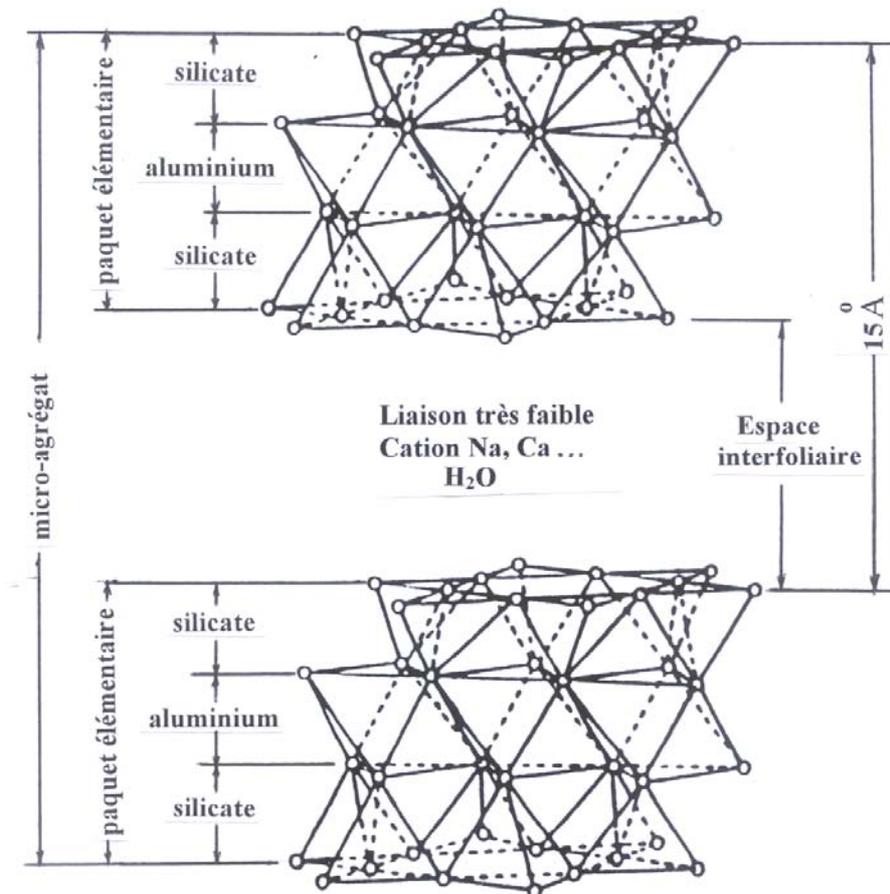


Figure 7. Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite

Lorsque la montmorillonite interagit avec de l'eau, l'élargissement du réseau cristallin facilite plus encore l'existence de forces écartant les couches limites formées d'atomes d'oxygène des deux paquets en contact.

En plus des minéraux déjà cités, il existe des minéraux dont la structure est analogue à celle de la montmorillonite mais dont les propriétés sont intermédiaires entre celles de la kaolinite et celles de la montmorillonite. Il s'agit par exemple de l'illite, dans laquelle la pénétration et l'accumulation de molécules d'eau entre les paquets reste peu importante. Ceci est rendu possible par la présence d'ions de potassium ayant une seule charge positive  $K^+$ , qui renforcent la liaison entre les paquets élémentaires (Figure 8).

C'est pourquoi ces argiles possèdent une aptitude de gonflement un peu plus élevée que celle de la kaolinite mais sensiblement plus faible que celle de la montmorillonite.

En élargissant ce qui a été exposé aux différents types de minéraux les plus répandus, nous noterons quelques particularités du comportement de ces minéraux lorsqu'ils interagissent avec de l'eau :

- sur la surface extérieure du paquet élémentaire du minéral il existe toujours des charges électriques non compensées, dues au remplacement de certains ions du réseau cristallin par d'autres ;

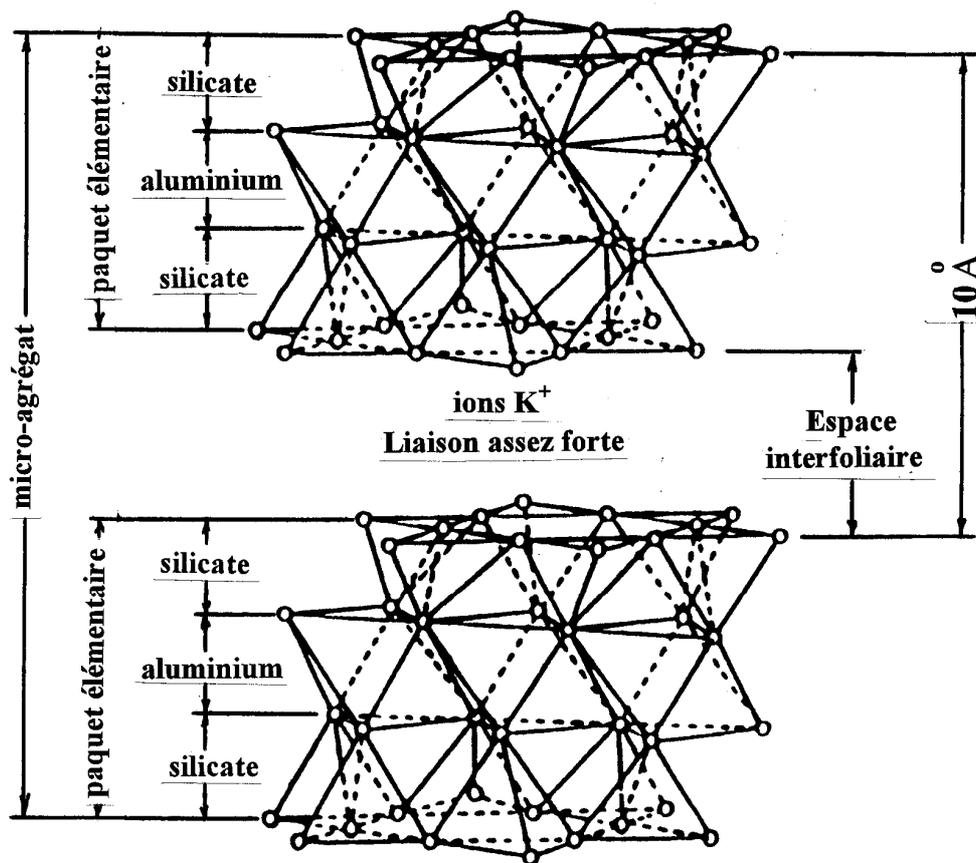


Figure 8. Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite

- en fonction du type de minéral, les paquets élémentaires peuvent avoir des ions très faciles ou difficiles à échanger ou seulement partiellement ou encore non échangeables ;
- le réseau cristallin peut avoir des degrés de solidité variables pour les liaisons entre paquets : solides, assez solides ou faibles ;
- à la surface du réseau cristallin, peuvent se trouver des groupes structuraux OH, qui peuvent se lier avec les molécules d'eau par des liaisons hydrogène (Sorochan, 1989).

Ainsi, certains types de minéraux, appartenant par exemple au groupe des montmorillonites, et dans une moindre mesure à celui des illites, ont la propriété de gonfler depuis l'intérieur de leur réseau cristallin, c'est-à-dire que des molécules d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur de ce réseau cristallin.

Toutefois, le processus de gonflement intra-cristallin n'est pas le seul qui puisse provoquer le gonflement d'un sol argileux. Le comportement des argiles lors de leur saturation est fortement influencé par le gonflement dit « inter-agrégats ».

À la surface d'un paquet élémentaire de minéral, il existe en règle générale des charges électriques non compensées, dues à la présence d'ions libres à valences non saturées sur la couche de surface du réseau cristallin du minéral.

Pour cette raison, si des cations de calcium, de sodium, d'aluminium, de sodium, d'hydrogène, etc. sont attirés à la surface du paquet, les paquets élémentaires s'uniront facilement en micro-agrégats (granules) assez résistants à l'eau (Berezantsev et al., 1961 ; Filliat et al., 1981).

La charge surfacique négative du granule « g » et celle des cations fortement liés et immobiles qui l'entourent forment la double couche électrique. La théorie de la double couche électrique a été développée par Gouy (1910, 1917) et par Chapman (1913), cités par Nerpin et Bondarenko (1966). Les charges des cations de la première couche (①, figure 9) ne suffisent pas à équilibrer les charges de la surface des granules. C'est pourquoi, lorsque l'on s'éloigne de la surface de séparation on trouve encore une couche (②, figure 9) dans laquelle des cations se trouvent, bien que dans une moindre mesure, sous l'influence de l'attraction des charges négatives. Le potentiel électrique total s'atténue progressivement, à mesure que l'on s'éloigne de la surface du granule, et les cations de la seconde couche, appelée couche diffuse, sont fixés moins fortement au granule et possèdent une certaine mobilité.

Le noyau minéral (du granule « g », figure 9), entouré par la couche des cations fixes et des molécules d'eau fortement liées (①), constitue la particule argileuse élémentaire.

La particule argileuse élémentaire avec sa couche diffuse (②) est appelée micelle.

La particule d'argile et les cations qui l'entourent se trouvent dans un milieu dispersif aqueux et, dans la mesure où la composition des cations adsorbés ne reste pas constante lorsque la concentration et la composition en sels du milieu aqueux varie, il se produit des échanges d'ions.

La molécule d'eau est globalement neutre mais, dans la mesure où les atomes d'oxygène et d'hydrogène ne sont pas disposés de façon symétrique et possèdent des charges opposées, les molécules d'eau constituent des dipôles (figure 10).

Lorsqu'ils tombent dans le champ d'action du potentiel électrique d'une particule d'argile ou d'un cation, les dipôles d'eau sont attirés par leur surface. Il se produit ce qu'on appelle l'hydratation des particules et des cations avec adsorption d'une enveloppe hydratée.

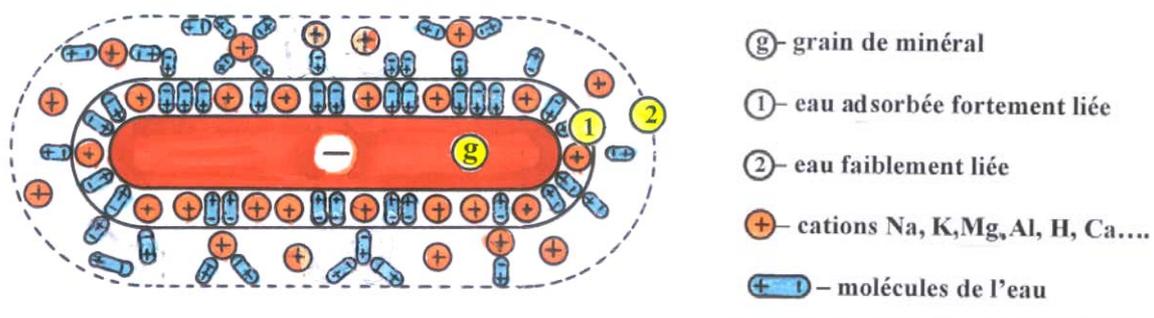


Figure 9 Structure du grain minéral

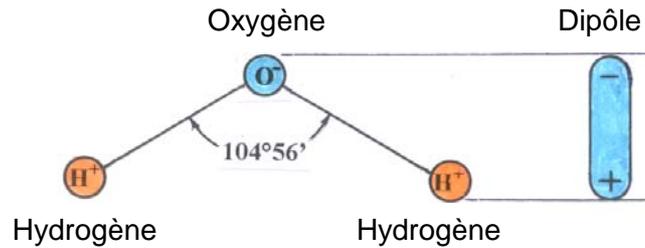


Figure 10 Structure de l'eau

Les dipôles d'eau directement au contact de la surface de la particule minérale sont attirés fortement et sont empilés de façon si dense dans la première couche (sur 20 à 30 rangées de molécules) que l'eau acquiert des propriétés semblables à celles d'un corps solide. La formation de cette couche d'eau fortement liée est accompagnée d'un effet énergétique important, qui est un dégagement de chaleur, qui se traduit par la force élevée des liaisons entre les molécules d'eau et la surface de la particule. L'eau fortement liée possède une masse volumique comprise entre 1,5 et 2 t/m<sup>3</sup> et un module de cisaillement atteignant 20 MPa. Elle n'est pas gelée à -70°C et ne peut se déplacer dans le sol qu'après passage à l'état de vapeur (Berezantsev et al., 1961).

Cette première couche de molécules et de cations adsorbés sur la surface extérieure d'une particule argileuse élémentaire possède une charge semblable à celle de la surface de cette particule et va par conséquent influencer les autres molécules d'eau et cations situés à proximité. Ces derniers forment une couche dite « faiblement liée ».

L'eau faiblement liée (eau de la couche diffuse) ne se déplace pas sous l'influence des forces de gravité car elle est maintenue par les forces moléculaires de la particule, ses propriétés sont proches de celles de l'eau liquide : masse volumique de 1 t/m<sup>3</sup>, température de gel de -1 à -2°C, et la formation de la double couche ne s'accompagne pas d'un dégagement de chaleur (Berezantsev et al., 1961).

L'eau faiblement liée peut se déplacer dans le massif de sol des particules ayant une couche diffuse épaisse aux particules ayant une couche diffuse mince. Son déplacement est aussi possible lorsque les couches diffuses ont des épaisseurs égales mais la concentration des sels dissous dans l'eau est différente.

Des minéraux différents possèdent une capacité d'adsorption d'eau différente. Les minéraux primaires, comme le quartz, ont une capacité d'absorption peu importante. Les minéraux secondaires, comme les argiles, sont capables d'adsorber des quantités très variables d'eau et des substances qui y sont dissoutes. La plus grande capacité d'adsorption est celle de la montmorillonite, la plus faible celle de la kaolinite.

L'adsorption, qui se produit sous l'action des forces d'interaction moléculaire entre la partie solide du sol et sa partie liquide, produit une baisse de l'énergie libre de surface.

Les forces d'interaction intermoléculaire se divisent en forces électrostatiques, forces de répulsion et forces d'induction magnétique.

Les forces électrostatiques d'interaction naissent lors de l'adsorption de molécules polaires à la surface d'un réseau cristallin possédant des ions d'un seul signe, par exemple les ions d'hydrogène ( $H^+$ ) ou les ions hydroxyles ( $OH^-$ ), comme cela se produit dans la montmorillonite ou la kaolinite. Dans ce cas, les molécules polaires d'eau s'unissent à un ion hydroxyle ou à une molécule d'oxygène par une liaison hydrogène.

Les forces répulsives d'interaction apparaissent entre toutes les molécules ou tous les atomes et sont dues à la formation de dipôles instantanés dans les molécules.

Les forces d'induction magnétique naissent lors de la polarisation d'une molécule dipolaire par une autre molécule, dans laquelle elle induit un moment dipolaire permanent (Mustafaev, 1989).

Ainsi, dans le processus d'adsorption multicouche autour d'une particule minérale d'argile se forment des enveloppes hydratées qui tendent à séparer les particules de sol.

D'après les travaux de Skempton (1953), Deryagin et Nerpin (1961), Chen (1975), Filliat et al. (1981), Sorochan (1989), Mustafaev (1989) et d'autres, le processus de gonflement des sols argileux s'explique par l'apparition d'une pression de répulsion aux contacts des enveloppes aqueuses des particules minérales, quand les forces d'adsorption sont plus fortes que les contraintes de contact, ce qui se prolonge jusqu'à ce que la pression écartant les particules disparaisse et que les particules d'argile soient entourées d'une couche adsorbée d'épaisseur limite.

Par conséquent, à côté du gonflement intra-cristallin, que nous avons examiné plus haut, il se produit aussi un gonflement inter-agrégats, qui peut être influencé fortement par la pression osmotique et la pression capillaire.

Dans le cas général, le processus de gonflement qui se produit lors de l'humidification continue d'un massif de sol argileux peut être décrit comme la combinaison de trois processus simultanés :

- le premier processus est caractérisé par l'aspiration d'eau dans les pores du sol et l'apparition dans son squelette de contraintes effectives négatives (de traction). Dans ce processus, le début de l'apparition de déformations de gonflement et le moment où elles se stabilisent peuvent être considérés comme simultanés avec respectivement le début et la fin de l'infiltration de l'eau dans le sol. L'amplitude de la déformation volumique due à la séparation mécanique des particules provoquée par l'augmentation de l'épaisseur de la couche hydratée est directement liée au volume de l'eau qui participe à ce processus ;
- le deuxième processus découle de la fixation de l'eau sur les particules minérales elles-mêmes, dont la densité est supérieure à la densité moyenne du sol. Dans ce cas, le développement des déformations de gonflement du sol au cours du temps est plus lent que le processus d'infiltration. Le gonflement du sol ne débute pas toujours au début de l'humidification du sol et dure un certain temps après la fin du processus d'humidification. On observe un certain retard du gonflement des particules dans les

structures des particules minérales par rapport à la vitesse de progression du front d'humidification. Ce processus complexe provoque l'apparition et l'évolution dans les sols gonflants de processus rhéologiques tels que la croissance de la déformation de gonflement au cours du temps sous contrainte et teneur en eau constantes ;

- le troisième processus est la pénétration d'eau à l'intérieur du réseau cristallin de certains types d'argiles, qui provoque l'augmentation des distances entre les particules et une augmentation supplémentaire du gonflement du sol.

## 1.4 Structure des sols argileux et liaisons structurelles

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires. Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structurel, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendante de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse.

Les argiles monominérales (montmorillonite, illite, kaolinite, etc.) se présentent sous forme de structures élémentaires composées de feuillets élémentaires empilés les uns sur les autres, et souvent appelés « paquets ». Sous l'influence de l'altération chimique et d'autres phénomènes, ces paquets isolés peuvent se rassembler pour former des structures élémentaires appelées micro-agrégats (Filliat et al., 1981).

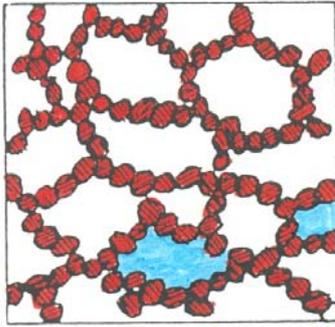
Sous l'effet de processus variés de diagenèse, la structure initiale des micro-agrégats peut subir des modifications importantes. Lorsque la sédimentation des particules argileuses se produit sans coagulation, c'est à dire sans assemblage préalable des particules en micro-agrégats sous l'effet de forces électromoléculaires, il se forme une structure d'argile en nid d'abeille (Figure 10.a)

La coagulation préalable des particules argileuses lors de la sédimentation produit une structure floconnée (Figure 10.b) (Berezantsev et al., 1961 ; Filliat et al., 1981).

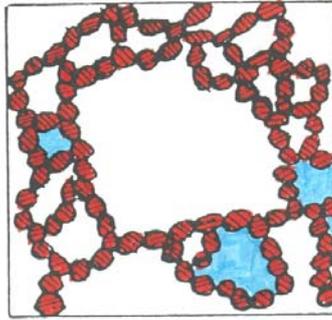
Dans ces deux types de structure, la disposition des particules d'argile est désordonnée (chaotique), ce qui s'explique par le fait que l'énergie potentielle de surface (et par conséquent aussi les forces d'attraction mutuelle des particules) est maximale dans les angles et sur les arêtes des particules minérales (Katti, 1988).

Sous l'influence d'une charge de compression (par exemple sous le poids des couches de sol sus-jacentes), cette disposition chaotique peut se transformer en une structure plus organisée, dans laquelle la plupart des particules sont en position horizontale et la porosité est sensiblement plus faible (Figure 10.c) (Filliat et al., 1981).

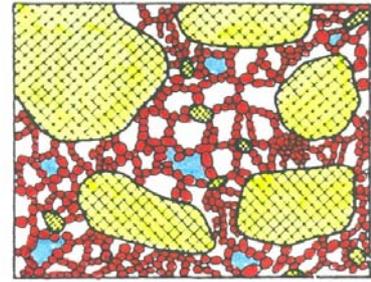
Plus les dépôts argileux sont récents, plus leur structure est voisine des formes en nid d'abeille ou en flocons et plus leur porosité est grande, pouvant atteindre 80% et plus, et leur résistance est faible.



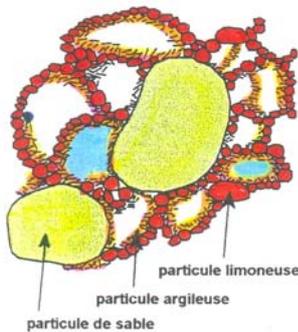
a. Structure en nid d'abeille



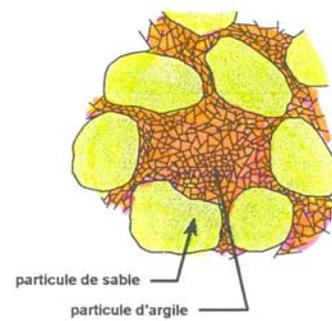
b. Structure floculée



c. Structure dispersée



d. Sol à structure lâche



e. Sol à structure dense

Figure 11 Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951)

Il se produit souvent, lors de la formation des sols sédimentaires, une sédimentation simultanée de particules argileuses, limoneuses et sableuses. Si ce processus se prolonge sans interruption pendant une période assez longue, indépendamment des différences de vitesses de sédimentation dans l'eau des particules minérales en fonction de leur dimension, les particules les plus grosses et les particules les plus petites se déposent simultanément au fond des réservoirs. Il se forme alors une structure hétérogène en nid d'abeille sous forme de paquets faiblement orientés, dans laquelle les particules les plus fines se disposent entre les particules de sable et de limon. On pourra par exemple trouver des structures lâches (Figure 11.d) ou des structures plus denses (Figure 11.e).

Les propriétés mécaniques des sols dispersés sont principalement déterminées par la nature des liaisons structurelles entre les particules, dans la mesure où la résistance des particules minérales est très grande et leur compressibilité très faible. Les liaisons structurelles entre les particules des sols argileux peuvent résister à la traction et au cisaillement. La résistance au cisaillement due aux liaisons structurelles est appelée « cohésion ». La propriété de cohésion est tellement caractéristique des sols argileux que, par opposition aux sols pulvérulents (non cohérents), on les appelle « sols cohérents ».

Entre les particules d'argile voisines, situées à une très petite distance l'une de l'autre, se développent des forces d'attraction moléculaire directe, les forces de van-der-Waals. La cohésion créée par l'action de ces forces est appelée cohésion moléculaire. Plus la distance moyenne entre les particules est faible, c'est-à-dire plus

le sol est dense, et plus la cohésion moléculaire est grande. Ces forces sont plus fortes lorsque les particules solides sont séparées de moins de deux fois l'épaisseur de la couche diffuse (Goldshtejn, 1952 ; Florin, 1959).

Cependant l'attraction moléculaire n'est pas la seule source de cohésion des sols argileux.

Les forces d'attraction superficielle agissant entre les parois capillaires et l'eau forment des ménisques d'eau courbes qui attirent les molécules l'une sur l'autre et tournent leur concavité vers les capillaires et, dans le liquide même, se développe une pression capillaire négative qui augmente la cohésion du sol.

Les forces capillaires permettent de diminuer le volume du sol à cause de la pression de compression capillaire, ce qui se produit dans le sol argileux lorsque les pores ne sont pas remplis d'eau, et lorsque l'humidité du sol se concentre dans les pores capillaires et maintient les particules en état d'attraction mutuelle.

Lorsque le sol n'est pas saturé, entre les particules se développent non seulement des forces capillaires, qui agissent entre les parois capillaires et la vapeur d'eau sur les ménisques concaves de l'eau dans les capillaires, mais aussi des forces osmotiques et d'adsorption, qui agissent dans les autres pores du sol.

Dans ce dernier cas se forment des liaisons électro-colloïdales. Les cations et les dipôles des molécules d'eau qui se trouvent dans l'enveloppe diffuse des particules en contact interagissent entre eux et avec la surface des particules et, étant en moyenne orientés, forment un réseau hydro-colloïdal qui lie les particules. Lorsque les sols argileux naturels existent depuis longtemps, quelques millions d'années par exemple, les liaisons hydro-colloïdales peuvent avoir évolué en liaisons de cristallisation. La formation de liaisons de cristallisation sur les surfaces de contact des particules se produit du fait de la précipitation progressive de différents sels de la solution interstitielle concentrée (carbonate de calcium, gypse, etc.) (Berezantsev et al., 1961).

Les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux et leur genèse sont liées par la lithogenèse c'est à dire par les processus de dessiccation et de densification qui se produisent de façon continue et par phases. Dans ces conditions, on observe des variations régulières de la densité, de la teneur en eau et de la déformabilité avec la profondeur, et les processus dominant la déformabilité sont la dessiccation et la densification.

À côté du compactage dû à la déshydratation des sols par les forces de pesanteur, il peut se produire dans les sols des transformations géochimiques qui conduisent à la consolidation des sols, en augmentant leur résistance et diminuant leur perméabilité et leur déformabilité.

Les liaisons de cristallisation sont des liaisons rigides. Lorsque la distance entre les particules varie, du fait de l'application de contraintes de cisaillement, de traction ou même de compression, leur résistance limite est dépassée et ces liaisons sont détruites de façon irréversible.

Les liaisons hydro-colloïdales, à la différence des liaisons structurales, sont plastiques par nature. En cas d'application lente de la charge, elles peuvent se déformer sans rupture. L'application rapide d'une charge, en particulier d'une charge alternée (vibration) peut détruire les liaisons hydro-colloïdales par suite de la rupture de l'orientation des cations et des dipôles de l'eau.

Lorsque l'application de l'action extérieure cesse, après un certain temps, l'ordre détruit de la disposition des particules se rétablit sous l'effet des forces d'attraction moléculaire et les liaisons hydro-colloïdales se reforment.

Il ressort de ce qui a été exposé que l'eau qui se trouve dans le sol joue un rôle très important tant dans la formation des propriétés du sol que dans son comportement sous l'action de différents facteurs internes et externes.

Dans les sols on distingue l'eau de cristallisation, l'eau liée et l'eau libre. L'eau de cristallisation entre dans la composition des réseaux cristallins. L'eau liée se divise en eau fortement liée de la couche de molécules orientées fixées à la surface des particules minérales et eau faiblement liée des enveloppes diffuses, dont les molécules sont orientées autour des couches d'eau fortement liée. Le comportement de l'eau libre, qui se trouve dans les pores du sol, hors de portée des forces moléculaires, est déterminé principalement par l'action des forces de pesanteur.

Dans l'eau libre il est indispensable de distinguer l'eau capillaire, qui est maintenue par les forces de tension des ménisques, dues à l'énergie d'activation de la surface des particules minérales, et l'eau libre proprement dite, qui est soumise à l'influence des seules forces de gravité et est appelée eau gravitaire.

Lytton (1970a,b, 1971) attire l'attention sur la nécessité de tenir compte du processus d'aspiration de la vapeur d'eau et sur l'existence de relations entre la teneur en eau du sol et l'augmentation de son volume, les variations des caractéristiques de déformabilité du sol et sa capacité d'interaction avec les ouvrages. Cela étant, il faut noter que l'humidification du sol à différents stades peut provoquer soit un renforcement de la résistance structurelle de l'argile soit sa diminution.

Du point de vue de la théorie capillaire de Terzaghi, la première cause du gonflement du sol est constituée par les forces d'aspiration (suction) de l'eau qui apparaissent lors de la suppression de la pression capillaire due à l'augmentation de la teneur en eau, forces qui sont dirigées vers l'intérieur du sol argileux et sont égales à la pression hydrostatique extérieure.

D'après les travaux de Sorochan (1989), lors du gonflement des sols argileux il se produit un phénomène d'attraction des molécules d'eau par les surfaces externe et interne des particules ainsi qu'une décompression des molécules de gaz adsorbées et, lors de la formation d'un monocouche adsorbé, apparaissent des pressions écartant les particules et des pressions capillaires. À mesure de l'humidification du sol et de l'hydratation des particules la pression capillaire diminue tandis que l'hydratation des cations d'échange développe la pression osmotique, en exerçant le même effet que la pression qui écarte les enveloppes aqueuses.

Dans le cas général, tous les types de liaisons structurelles empêchent le gonflement du sol.

Ainsi, la pression de gonflement est la différence entre la pression d'écartement des pellicules d'eau hydratées et la résistance structurelle du sol.

Si les liaisons structurelles entre les particules du sol sont solubles ou sont trop peu résistantes pour s'opposer à l'effet d'écartement des pellicules aqueuses, alors le séjour d'une éprouvette de sol dans l'eau se termine par sa rupture totale, due à son effondrement en agrégats indépendants : le sol se désagrège.

## **1.5 Comportement des sols gonflants lors de l'humidification**

Ce sont les variations du niveau des eaux souterraines qui exercent l'influence principale sur le comportement des sols argileux gonflants. Le niveau de l'eau dans le sol sur les sites de construction varie avec les oscillations saisonnières du régime naturel des eaux souterraines mais il varie encore plus du fait de l'exécution de travaux agricoles, hydrotechniques et de construction, de travaux de mise en valeur du territoire, d'exécution de réseaux de drainage, de canalisations, et d'autres travaux techniques qui modifient l'alimentation des eaux souterraines, la planéité du terrain, la perméabilité à l'eau et la zone d'aération

La teneur en eau dans un massif de sol peut aussi varier aussi à cause de l'évaporation, de modifications du régime thermique, de l'évolution de la végétation, des précipitations atmosphériques, de crues de rivières, etc.

Dans les régions du sud, les couches supérieures du sol ont en général un déficit d'humidité, qui provient du fait que la quantité d'eau qui s'évapore est supérieure à la quantité d'eau de pluie qui pénètre dans le sol. Les couches supérieures du sol sont soumises aux variations journalières, annuelles et pluriannuelles de la température. En l'absence d'équilibre thermique, il s'y établit un gradient thermique qui provoque des transferts d'humidité. La végétation est un facteur important de l'extraction de l'eau du sol.

Il résulte de ce qui précède qu'il se produit dans le sol de fondation des ouvrages des processus qui modifient continûment la teneur en eau et la température du sol et provoquent un déséquilibre et l'apparition de diverses forces qui provoquent le déplacement de l'eau dans le sol.

Dans les sols argileux gonflants, le facteur principal des déformations de gonflement indésirables est leur saturation.

Tout sol dont la teneur en eau est inférieure à un certain seuil aspire dans ses pores, lorsqu'il est mis en contact avec de l'eau libre, une quantité déterminée de cette eau. Ce phénomène a reçu le nom de succion et les forces correspondantes sont les forces de succion.

Dans le cas général, le phénomène d'absorption d'eau par le sol est une combinaison de phénomènes osmotiques, capillaires et d'hydratation des particules

argileuses. Suivant le type du sol et sa courbe granulométrique, l'un ou l'autre mode d'aspiration de l'eau peut dominer et il faut par conséquent différencier les phénomènes d'absorption d'eau de type osmotique, capillaire ou par hydratation.

Le processus d'imbibition et le déplacement du front d'humidification dans les sols dépendent de la porosité et de la proportion des particules minérales et organiques qui entourent les pores.

En présence de matières organiques, lorsque la surface des particules s'humidifie faiblement, l'infiltration de l'eau peut être sensiblement ralentie. Et, inversement, si la surface des particules s'humidifie facilement, la vitesse de déplacement de l'eau dépendra sensiblement de la seule dimension des pores et de la distribution de ces dimensions dans le cas d'un sol hétérogène (Mustafaev, 1989). Ce faisant, on admet que les forces de pesanteur exercent leur effet à long terme et que l'on peut les négliger pendant les premiers stades de l'infiltration.

On peut distinguer dans les sols deux zones caractéristiques : la zone superficielle non saturée, appelée zone d'aération, qui a des échanges relativement libres avec l'atmosphère et la zone profonde, plus épaisse, qui contient des gaz dissous dans l'eau ou bien sous forme de bulles isolées de l'atmosphère. Il peut exister parfois du gaz et de la vapeur d'eau occlus dans la zone d'aération, dans les plus petits pores dont l'air ne réussit pas à sortir en cas d'inondation rapide du sol.

On distingue généralement dans les sols trois types de gaz : l'air, les gaz d'origine biochimique (méthane, hydrogène sulfuré) et les gaz formés par suite de diverses réactions chimiques.

Dans la zone d'aération, on trouve de façon typique de l'air et de la vapeur d'eau saturante. L'air occlus dans les pores du sol diminue la surface spécifique du sol et par conséquent l'énergie de succion capillaire de l'eau dans le sol. Il augmente l'élasticité et la compressibilité du sol.

Partant d'une idée d'Aitchison (1969, 1973), qui a représenté graphiquement la forme qualitative du volume de l'eau absorbée à différentes distances de la surface d'un minéral argileux, Mustafaev (1989) présente des données expérimentales sur les lois d'infiltration de l'eau pour différentes valeurs de la pression de compression.

Il observe que la forme de la loi d'infiltration de l'eau par succion dans le sol dépend de l'intensité de la déformation de gonflement ou de retrait du sol, de la valeur de la pression appliquée au sol et aussi du cycle d'humidification et de séchage du sol argileux.

La figure 11 présente des courbes de variation de la vitesse de pénétration de l'eau dans le sol argileux lors de son gonflement pour le premier cycle d'humidification et de séchage. Comme on le voit sur cette figure, la vitesse de pénétration de l'eau dans l'éprouvette de sol argileux atteint sa valeur maximale au cours des premières heures de gonflement. Ensuite, au bout d'un certain temps, la vitesse de pénétration de l'eau diminue sensiblement et tend asymptotiquement vers zéro au bout de quelques jours.

Il a été établi que la vitesse de pénétration de l'eau dépend de la teneur en eau initiale, de la composition granulométrique et minéralogique du sol et aussi de la pression de compression du sol.

Comme on le voit sur la figure 11, la valeur de la pression de compression influence sensiblement la vitesse d'infiltration de l'eau. La vitesse maximale correspond au gonflement libre du sol. Lorsque la charge appliquée augmente, la vitesse d'infiltration de l'eau diminue progressivement. L'auteur explique que cela vient du fait que la porosité du sol diminue lorsque la charge appliquée augmente et que cela fait diminuer la capacité d'absorption du sol.

Sorochan (1989) présente des données expérimentales sur la vitesse de déplacement du front de saturation du sol en profondeur lors de la saturation à partir de la surface d'argiles de Sarmat et de Khvalyn (Tableau 4). On voit dans le tableau 4 que la vitesse de déplacement du front de saturation dans les argiles de Sarmat et de Khvalyn ne dépend pas de la profondeur et est pratiquement constante. L'auteur note aussi que la vitesse de déplacement du front de saturation dans un massif de sol dépend des particularités de texture du sol.

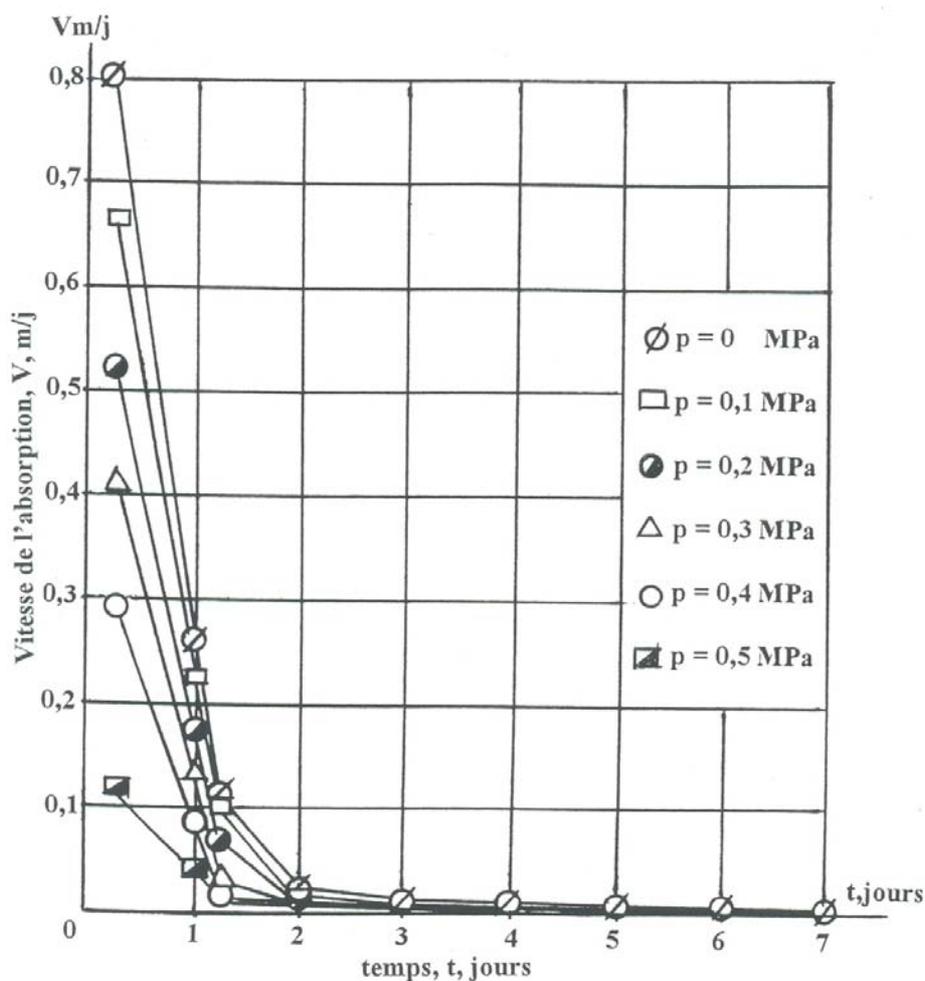


Figure 11. Vitesse d'absorption de l'eau dans les sols argileux (Mustafaev, 1989)

Tableau 4. Vitesse de déplacement du front de saturation du sol en fonction de la profondeur (Sorochan, 1989)

Type d'argile	Durée d'humidification $t_i$ (mois)	Profondeur humidifiée $h_i$ (m)	Vitesse (m/mois) $v = (h_i - h_{i-1}) / (t_i - t_{i-1})$
Sarmat	1	0,8	0,8
	2	1,6	0,8
	3	2,4	0,8
	4	3,1	0,7
	5	4	0,9
	6	4,8	0,8
Khvalyn	1	1,1	1,1
	2	1,9	0,8
	3	2,8	0,9

Les argiles qui contiennent des particules de sable gonflent plus vite car, dans ce cas, l'eau se déplace plus rapidement dans le sol et cela crée des conditions favorables pour une saturation plus intense des particules argileuses.

Cet effet est maximal lorsque le massif de sol est constitué d'une succession de couches d'argile, de limon et de sable, qui permet une humidification plus rapide des argiles grâce à l'infiltration horizontale de l'eau dans les couches qui séparent ces lits argileux.

Gromko (1974) observe également qu'un sol moins gonflant mais plus perméable peut gonfler plus rapidement qu'un sol plus gonflant mais moins perméable.

La majorité des sols gonflants possède une texture micro-stratifiée et est caractérisée par une anisotropie marquée de l'évolution du processus de gonflement. Ce processus se développe plus rapidement dans la direction perpendiculaire à la stratification des terrains que dans la direction parallèle à cette stratification (Mustafaev, 1989).

## 1.6 Déformations de gonflement des sols argileux

Les sols gonflants, qui peuvent augmenter de volume lors de leur humidification et diminuer de volume lorsqu'on les assèche, sont à l'origine de problèmes qui sont parmi les plus complexes de la mécanique des sols.

Pour la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, les ingénieurs doivent résoudre des problèmes liés à l'évaluation correcte de la capacité de gonflement ou de retrait du sol, au choix de solutions techniques économiques permettant de stabiliser les effets du gonflement ou du retrait sur les fondations, et à la définition des charges optimales sur les fondations pour qu'elles ne subissent pas de déformations dangereuses ou inacceptables pendant l'édification et l'exploitation de ces constructions.

Le problème des sols gonflants est un peu isolé parmi les problèmes généraux de la mécanique des sols. Malgré les résultats obtenus dans la conception des projets et la construction sur les sols gonflants, il n'existe pas de théorie bien fondée qui

explique convenablement la nature complexe du gonflement et du retrait des sols argileux.

Les valeurs importantes des amplitudes des déformations non linéaires de gonflement et de retrait, qui peuvent se mesurer en dizaines de centimètres, posent des problèmes spécifiques pour le calcul des déformations, mais aussi pour le calcul des résistances à l'équilibre limite. Mais ce sont justement ces amplitudes de déformations de gonflement et de retrait qu'il faut connaître pour concevoir correctement et assurer une exploitation sans danger des bâtiments et ouvrages pendant toute leur durée de vie.

Pour le calcul du comportement du sol sous les fondations, il faut au moins résoudre deux problèmes :

- déterminer le soulèvement potentiel de la fondation lors du gonflement du massif de sol provoqué par l'humidification,
- déterminer le tassement potentiel localisé du sol si la charge appliquée dépasse la pression de gonflement  $\sigma_g$ , ou bien si les propriétés mécaniques du sol empirent lors de l'humidification et font baisser la pression de gonflement  $\sigma_g$  du fait du comportement rhéologique des sols argileux. Les caractéristiques mécaniques de calcul  $E$ ,  $\varphi$  et  $c$  diminuent pour tous les sols gonflants lors de l'humidification.

Sorochan (1989) a déduit d'études expérimentales sur sols gonflants en laboratoire et en place que la diminution de la valeur du module de déformation après la saturation est importante (Tableau 5).

Tableau 5. Valeurs du module de déformation des argiles gonflantes avant et après humidification (Sorochan, 1989)

Type d'argile	Valeurs du module de déformation		Rapport $E_{\text{terrain}} / E_{\text{laboratoire}}$
	en place $E_{\text{terrain}}$ (MPa)	en laboratoire $E_{\text{laboratoire}}$ (MPa)	
Argiles de Sarmat			
- avant humidification	25-30	11	2,3-2,7
- après humidification	9-10	3	3 – 3,3
Argiles du Kimmeridjien			
- avant humidification	21	8	2,6
- après humidification	7-11	2,7	3,3
Argiles de Khvalyn			
- avant humidification	16-20	8	2 – 2,5
- après humidification	3,6	2	1,8
Argiles de la mer d'Aral			
- avant humidification	22	9	2,4
- après humidification	5,4	3,5	1,5

L'auteur note que la diminution du module de déformation est la plus grande pour les argiles de Khvalyn, qui possèdent la plus forte cohésion structurale. Pour toutes les argiles, le module de déformation déduit des essais en place est sensiblement plus fort que celui que l'on a déterminé dans les essais de laboratoire. La différence augmente avec la teneur en eau du sol.

Lors du gonflement, l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol est divisé par 2 et la cohésion  $c$  par 4,5 dans les essais de cisaillement rapide et par 1,5 à 1,8 dans les essais de cisaillement lent.

Dans les expériences décrites par Magnan et al. (1995), on a observé aussi une diminution de la résistance du sol : à la fin de l'humidification, la teneur en eau du sol «après gonflement » valait 36%, pour une teneur en eau naturelle de 17%. Les caractéristiques de résistance du sol valaient :

- 14 degrés au lieu de 24 degrés pour l'angle de frottement interne (diminution d'un facteur 1,7)
- 18 kPa au lieu de 72 kPa (facteur 4) dans les essais non consolidés et 38 kPa au lieu de 72 kPa (facteur 1,9) dans les essais consolidés.

Pour sa part, l'indice de liquidité du sol  $I_L$  est passé de 0,18 à 0,5.

Suivant la valeur du rapport entre la pression appliquée à la fondation  $\sigma_a$  et la pression de gonflement  $\sigma_g$ , la fondation et le sol de fondation peuvent avoir trois comportements :

- pour les bâtiments et ouvrages appliquant de faibles charges, la pression appliquée par la fondation  $\sigma_a$  est inférieure à la pression de gonflement  $\sigma_g$ . Sous la fondation, à la profondeur  $z$ , la contrainte verticale totale  $\sigma_z$  est égale à la somme de la contrainte géostatique initiale  $\gamma z$  et de la surcontrainte  $\sigma_{za}$  créée par la surcharge (en tenant compte de la redistribution des contraintes dans le massif de sol) :

$$\sigma_z = \gamma z + \sigma_{za}$$

où  $\gamma$  est le poids volumique du sol et  $z$  la profondeur sous la surface libre. Si la contrainte  $\sigma_z$  est inférieure à la pression de gonflement sur toute l'épaisseur de la couche active (déformée par la fondation), alors l'amplitude du soulèvement de la fondation sera égale à l'amplitude du gonflement libre du sol, ou très proche (Figure 12.a) ;

- pour les bâtiments et ouvrages appliquant au sol une pression supérieure à la pression de gonflement, il faut attendre un tassement localisé du sol des couches superficielles sous la fondation, où la contrainte verticale est supérieure à la pression de gonflement. Toutefois, au-delà d'une certaine profondeur, la diffusion des contraintes peut rendre la contrainte verticale inférieure à la pression de gonflement. Dans ce cas, les couches inférieures du sol vont gonfler et la fondation subira globalement un soulèvement (Figure 12.b) ;
- pour les bâtiments et ouvrages très lourds, la fondation applique au sol des charges très supérieures à la pression de gonflement, qui reste inférieure à la contrainte verticale dans tout le massif de sol. Dans ce cas, le sol subira un tassement sous la fondation (Figure 12.c).

Le gonflement et la déformation d'un sol argileux provient de l'interaction des particules d'argile avec l'eau. De très nombreuses études ont montré que les particules argileuses ont toutes la particularité que la résultante des forces ioniques n'est pas nulle sur la couche superficielle du minéral, alors qu'elle l'est à l'intérieur.

La non compensation de la charge négative à la surface des particules argileuses crée un champ de forces qui peut attirer les molécules d'eau.

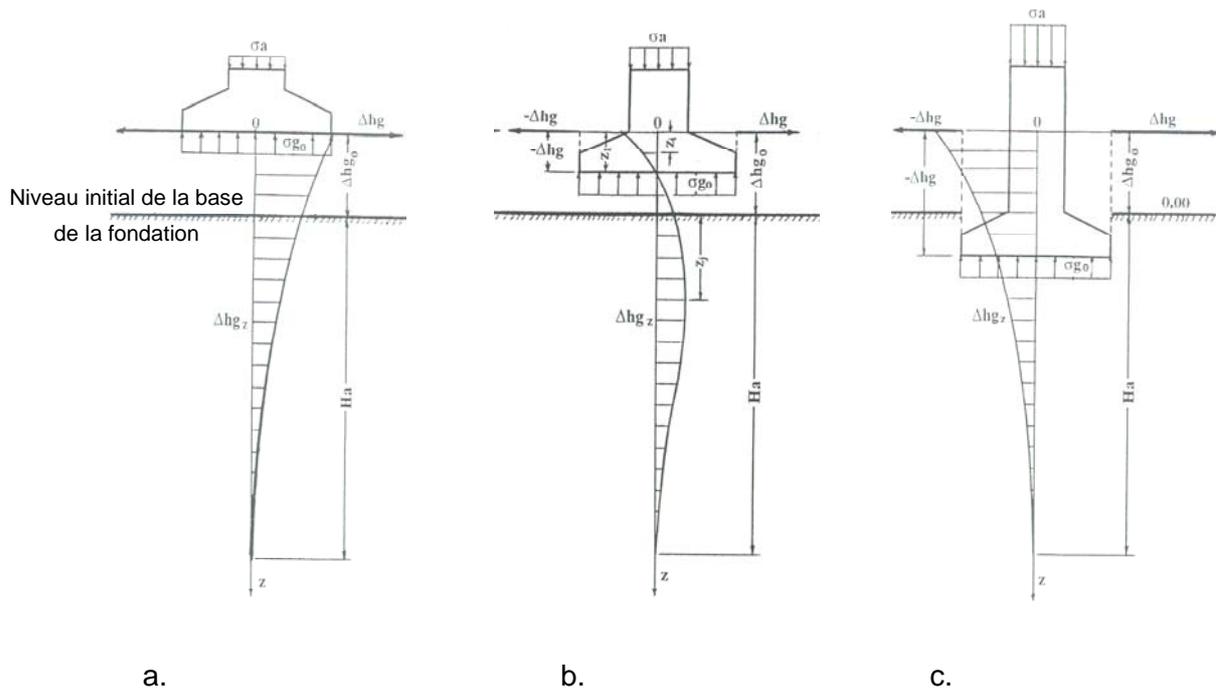


Figure 12. Trois comportements types de fondation superficielle sur un massif de sol gonflant

- charge inférieure à la pression de gonflement et contrainte verticale partout inférieure à la pression de gonflement ;
- charge supérieure à la pression de gonflement mais contrainte verticale inférieure à la pression de gonflement à partir d'une certaine profondeur ;
- charge supérieure à la pression de gonflement et contrainte verticale partout supérieure à la pression de gonflement.

Sous l'effet des forces intermoléculaires (électrostatiques, de dispersion et d'induction) l'eau est adsorbée sur la surface de contact des phases solide et liquide et il se forme une couche hydratée d'eau fortement liée qui diminue l'énergie libre de la surface. Les molécules d'eau, qui sont des dipôles, se lient tant aux ions du réseau cristallin qu'aux ions d'échange de charge positive disposés sur la surface des particules d'argile.

Les premières couches de molécules d'eau s'orientent autour de la surface chargée négativement des particules et créent leur champ de forces propre, qui a une charge analogue à la charge de la particule minérale et qui attire aussi les molécules d'eau vers la couche hydratée, en formant une couche diffuse d'eau faiblement liée.

Les couches hydratée et diffuse d'eau fortement et faiblement liée cherchent à séparer les particules du sol en exerçant sur elles des efforts. Par suite, le massif de sol augmente de volume (gonfle).

Lors du gonflement, interviennent non seulement les molécules d'eau, mais aussi les cations d'échange, qui peuvent aussi attirer l'eau. De plus, les cations libres peuvent attirer aussi des molécules d'eau pour former autour d'eux une enveloppe hydratée.

La nature des cations d'échange influe sur la résistance des paquets de particules du réseau cristallin et des micro-agrégats du minéral argileux. Ainsi, la substitution du cation  $\text{Na}^+$  par d'autres cations d'échange, par exemple  $\text{Mg}^+$ , provoque un affaiblissement de la liaison entre les micro-agrégats. C'est pour cela que les argiles sodiques sont plus plastiques, très gonflantes et peuvent subir des tassements très forts quand elles sont saturées tout en ayant une résistance relativement faible (Filliat et al., 1981 ; Berezantsev et al., 1961 ; Sorochan, 1989).

La quantité et le type des cations d'échange déterminent les processus d'hydratation de ces cations, qui dépendent aussi des phénomènes osmotiques et de capillarité, et exercent une influence importante sur l'amplitude et la vitesse du gonflement. Sorochan (1989) cite les valeurs suivantes de la déformation relative de gonflement d'argiles comportant des cations de nature différente :

Type de cation	Na	Mg	Ca	K	Fe	H
Gonflement (%)	29	26	23	21	18	15

Le gonflement du sol en présence d'ions de potassium et d'hydrogène est plus faible que celui des argiles sodiques, c'est-à-dire que K et H ne sont pas des cations hydratants et n'attirent pas les molécules d'eau. De plus, les ions de potassium qui pénètrent dans l'espace séparant les paquets de particules renforcent leur structure, et diminuent la possibilité de pénétration de l'eau dans cet espace, tandis que les ions d'hydrogène forment des micro-structures rigides où les distances entre paquets restent fixes.

La pénétration d'eau dans les pores du sol ne suffit pas à initier le processus de gonflement. Il faut qu'il s'y développe une pression capable d'augmenter la distance entre les particules du sol et de briser leurs liaisons structurelles. C'est pourquoi seules les argiles denses, dans lesquelles la distance entre les particules minérales est inférieure à l'épaisseur des enveloppes hydratées, possèdent la capacité de gonfler. Et plus le sol est dense, moins la distance entre les particules est grande et plus il gonfle fortement. Lorsque le sol se trouve à l'état lâche et que la distance entre les particules est supérieure ou égale à l'épaisseur des enveloppes hydratées, le sol ne gonfle pas.

Sorochan (1989) a introduit, dans ce sens, la notion de « densité initiale de gonflement », en dessous de laquelle les propriétés de gonflement du sol ne se manifestent pas. Pour les argiles de Sarmat, ce seuil de masse volumique est égal à  $0,95 \text{ g/cm}^3$  pour les argiles à l'état remanié et  $1,05 \text{ g/cm}^3$  pour les argiles non remaniées. Il vaut  $0,85 \text{ g/cm}^3$  et  $1 \text{ g/cm}^3$ , respectivement, pour les argiles de Khvalyn.

La densité initiale de gonflement n'est pas une grandeur constante. Elle dépend de la structure (remaniée ou non remaniée), de la concentration en ions du liquide qui humidifie le sol, de la teneur en eau initiale, de la quantité des particules argileuses et de leur capacité d'échange.

La capacité de gonflement du sol dépend aussi de sa teneur en eau initiale. Plus la teneur en eau initiale est élevée, plus l'amplitude du gonflement est faible, et inversement.

Lorsque le sol atteint un certain niveau de saturation, l'effet de dislocation des enveloppes hydratées s'arrête et le sol cesse de gonfler. Le sol se trouve alors dans un état de teneur en eau limite de gonflement, au-delà duquel il n'a pas de processus de gonflement du sol.

Ainsi, au début du processus de gonflement les paramètres importants sont la densité initiale de gonflement et la teneur en eau initiale de gonflement, tandis qu'à la fin de processus de gonflement nous avons comme paramètre la teneur en eau limite de gonflement.

La diminution de la teneur en eau d'une éprouvette de sol provoque son retrait, c'est-à-dire la diminution de son volume. La teneur en eau en dessous de laquelle le séchage du sol ne provoque plus de diminution de volume et l'évaporation de l'eau provoque l'apparition de fissures, est appelée « limite de retrait ». La limite de retrait est habituellement obtenue après l'évaporation de toute l'eau libre (gravitaire et capillaire) et de l'eau faiblement liée. Si le sol possède des liaisons rigides de cristallisation avant le début du séchage, la baisse de la teneur en eau en-dessous de la limite de retrait peut provoquer la rupture de ces liaisons. En cas de ré-humidification, un tel sol va se désintégrer, indépendamment du fait qu'il possédait des liaisons rigides résistant à l'eau avant le début du séchage et manifestait un certain gonflement. Par conséquent, l'augmentation comme la diminution de la teneur en eau peuvent toutes les deux conduire à la rupture de la structure du sol et détériorer ses propriétés géotechniques.

L'état du sol argileux (rigide, plastique, liquide), qui reflète le degré de mobilité de ses particules en fonction de la teneur en eau, a reçu le nom de consistance. Lors de l'humidification d'un sol argileux, la consistance dure devient d'abord plastique, puis liquide. Les teneurs en eau (volumiques) pour lesquelles on passe d'une consistance à l'autre ont été appelées « limites d'Atterberg ». Il convient de noter que les limites d'Atterberg sont dans une certaine mesure des caractéristiques conventionnelles car leur processus de détermination nécessite la destruction de la structure naturelle du sol. Ainsi, les limites d'Atterberg, qui sont des caractéristiques précises des pâtes de sol, ne peuvent refléter complètement les propriétés des sols naturels de structure non remaniée. Les propriétés géotechniques des sols à l'état naturel sont en général meilleures que celles de la pâte que l'on a fabriquée à partir d'eux.

Gromko (1974) observe que, bien qu'il existe déjà beaucoup d'informations sur le comportement des sols gonflants lors de leur humidification, il n'y a pas assez de correspondances entre les données des essais de laboratoire et des essais en place.

Sur la base d'études expérimentales en laboratoire et en place, Sorochan (1989) écrit qu'il n'y a pas de relation précise entre le gonflement du sol et ses limites de liquidité  $w_L$  et de plasticité  $w_P$ . Toutefois, pour tous les sols étudiés, il existe une tendance à l'augmentation des amplitudes de gonflement en fonction de ces paramètres.

Beaucoup de travaux ont été consacrés à la prévision du comportement des sols gonflants lors de leur humidification en utilisant les limites d'Atterberg. Elles sont

fondées sur des pratiques de laboratoire usuelles très simples et sur des relations empiriques élémentaires.

El Sohby et al. (1995) ont analysé les méthodes empiriques existantes pour la prévision de l'amplitude du gonflement des sols lors de leur humidification et les ont classées en trois catégories :

1. la première catégorie est celle des méthodes qui corrélient le pourcentage de gonflement et la pression de gonflement à certaines propriétés physiques du sol, comme la limite de liquidité, la limite de plasticité, la teneur en argile et le type de minéral, qui caractérisent l'activité de l'argile. Les auteurs incluent dans cette catégorie les méthodes de Seed et al. (1962), van der Merwe (1964), Zacharias et Ranganathan (1972), Popescu (1983), Schneider et Poor (1974), Nayak et Christensen (1974), Didier et al. (1983), Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ;
2. la deuxième catégorie regroupe des méthodes qui tiennent compte de facteurs complémentaires comme la densité initiale et la structure du sol. Les auteurs y incluent les méthodes de Komornik et David (1969), Didier et al. (1983), Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), El-Sohby et Rabaa (1984), El-Sohby et Mazen (1987) ;
3. la troisième catégorie rassemble les méthodes qui tiennent compte de tous les facteurs cités pour les deux catégories précédentes, et y ajoutent la pression appliquée pendant la déformation du sol. Les auteurs citent les travaux de Brackley (1975), Weston (1980) et Brackley (1983).

El Sohby et al. (1995) notent ensuite qu'il est difficile, voire impossible, de refléter dans une seule formule ou relation tous les facteurs cités plus haut.

La correspondance ou la divergence entre les résultats des prévisions faites avec une formule et le soulèvement réel du sol dépend de la façon dont tous ces facteurs ont été étudiés. C'est pourquoi, en se référant aux travaux de Rao et Smart (1980) et de Snethen (1984), El Sohby et al. (1995) concluent que l'utilisation de ces formules pour la prévision des déformations de gonflement des sols a été dans l'ensemble insatisfaisante.

Pour la classification des sols d'après leur degré d'aptitude au gonflement, Holtz et Gibbs (1956) ont proposé d'utiliser des caractéristiques telles que la quantité de particules colloïdales dispersées, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. La figure 13 présente les résultats d'essais réalisés sur 38 échantillons d'argiles californiennes à l'état naturel, qui montrent la relation entre la déformation volumique des argiles gonflantes et les paramètres cités ci-dessus, pour une valeur de la pression appliquée de  $\sigma_a = 7$  kPa.

L'examen des graphiques de la figure 13 montre que la relation entre la déformation de gonflement et la teneur en particules colloïdales (Figure 13.a), la relation entre la déformation de gonflement et l'indice de plasticité (Figure 13.b) et la relation entre la déformation de gonflement et la limite de retrait (Figure 13.c) sont toutes assez stables et qu'elles peuvent donc caractériser l'amplitude du gonflement du sol argileux dans les conditions de cette expérience.

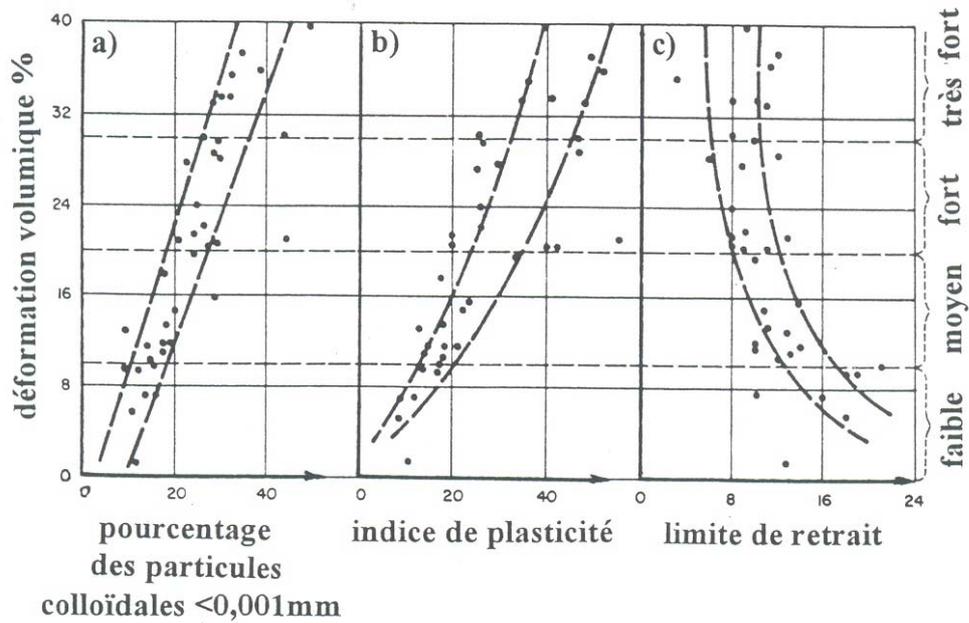


Figure 13. Relation entre la déformation volumique de gonflement d'une argile de Californie remaniée et non remaniée et (a) le pourcentage de particules colloïdales ( $< 1\mu\text{m}$ ), (b) l'indice de plasticité et (c) la limite de retrait.

La classification des argiles d'après leur aptitude au gonflement établie par Holtz et Gibbs (1956) est donnée dans le tableau 6.

Tableau 6. Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Holtz et Gibbs, 1956)

Teneur en particules colloïdales ( $< 1\mu\text{m}$ ) (%)	Indice de plasticité $I_p$	Limite de retrait $w_s$	Gonflement maximal potentiel du sol (%)	Potentiel de gonflement
$> 31$	$> 38$	$< 9$	$< 30$	Très fort
$22 - 31$	$29 - 38$	$9 - 10$	$20 - 30$	Fort
$14 - 22$	$17 - 29$	$10 - 15$	$10 - 20$	Moyen
$< 14$	$< 17$	$< 15$	$< 10$	Faible

Chen (1975) a établi, sur la base de plus de 300 essais sur des sols argileux, la courbe de variation du gonflement potentiel du sol en fonction de l'indice de plasticité et l'a comparée aux résultats obtenus par Holtz et Gibbs (1956) et Seed et al. (1962), pour une pression appliquée de 7 kPa (Figure 14). Toutes les éprouvettes étudiées ont été testées sous une pression  $\sigma_a = 7 \text{ kPa}$ , et avaient une teneur en eau de 15 à 20 % et un poids volumique compris entre 16 et  $17,6 \text{ kN/m}^3$ . De plus, Chen a réalisé une série d'essais sous une charge appliquée de  $\sigma_a = 58,58 \text{ kPa}$ .

L'auteur note que, d'après ses données, l'amplitude du gonflement potentiel du sol dépend moins de l'indice de plasticité que dans les essais de Holtz et Gibbs (1956) et de Seed et al. (1962).

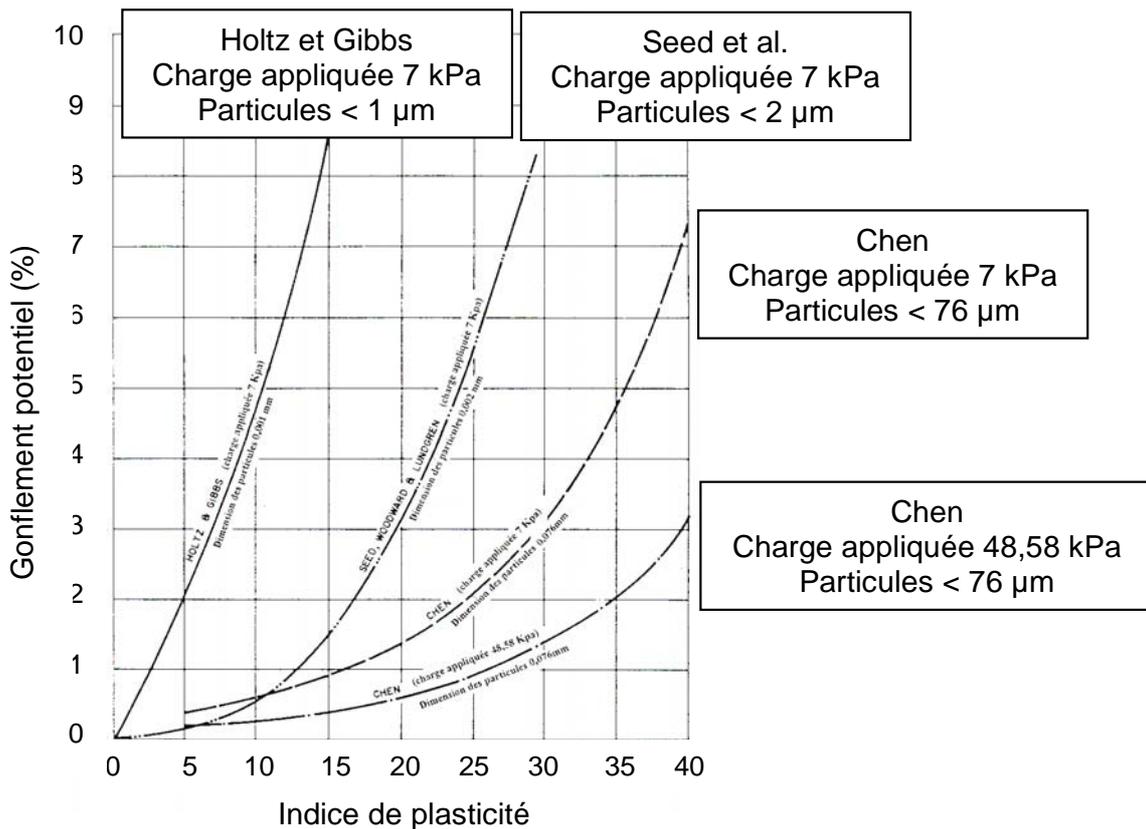


Figure 14. Relation entre la déformation volumique de gonflement de l'argile et l'indice de plasticité

Cependant, à notre avis les comparaisons n'ont pas été menées assez finement :

- Holtz et Gibbs ont effectué des essais sur des éprouvettes d'argile remaniée et non remaniée. Lors du remaniement, les liaisons internes irréversibles qui s'opposent au gonflement sont pratiquement toutes rompues. C'est pour cela que les éprouvettes de sol non remanié vont moins gonfler que les éprouvettes de sol remanié. D'après Sorochan (1989), cette limitation de l'amplitude du gonflement est équivalente à l'effet d'une pression externe  $\sigma_a$ , égale à la résistance structurelle du sol. Cela conduit à une certaine dispersion des points expérimentaux, visible sur la figure 13. Il faut aussi noter que les dimensions des particules d'argiles des éprouvettes testées étaient inférieures à  $1 \mu\text{m}$  ;
- Seed et al. ont réalisé des essais sur des pâtes artificielles de bentonite, illite et kaolinite, dont les particules argileuses avaient des dimensions inférieures à  $2 \mu\text{m}$  ;
- Chen a étudié des sols dont les particules avaient des dimensions inférieures à  $76 \mu\text{m}$ , c'est-à-dire 76 et 38 fois, respectivement, plus grandes que celles des autres auteurs.

Il n'est pas étonnant dans ces conditions que les résultats comparés sur la figure 14 soient si différents, car il est connu que l'augmentation du pourcentage de particules colloïdales dans un sol gonflant fait croître son activité.

Par conséquent, il est insuffisant de juger de l'activité d'un sol gonflant d'après les dimensions des particules argileuses et l'indice de plasticité, qui sont étroitement liés entre eux. Chen examine pour cette raison de façon plus large le problème de la classification des sols argileux d'après leur potentiel de gonflement, en y incluant d'autres paramètres caractéristiques des propriétés de gonflement du sol (Tableau 7).

Tableau 7. Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Chen, 1975)

Teneur en particules fines (< 76 µm) (%)	Limite de liquidité	N (SPT)	Gonflement potentiel du sol (%)	Pression de gonflement (kPa)	Potentiel de gonflement
< 95	> 60	> 30	> 10	> 1000	Très fort
60 – 95	40 – 60	20 – 30	3 – 10	250 – 1000	Fort
30 – 60	30 – 40	10 – 20	1 – 3	150 – 250	Moyen
< 30	< 30	< 10	< 1	< 50	Faible

La comparaison des tableaux 6 et 7 montre que le potentiel de gonflement du sol dans le tableau 7 est sensiblement plus faible et correspond mieux au gonflement réel des sols rencontrés dans la nature par suite de la modification de la limite des dimensions des particules argileuses (76 µm au lieu de 1 µm pour Holtz et Gibbs et de 2 µm pour Seed et al.). On trouve à peu près le même intervalle de variation du gonflement potentiel des sols dans les travaux de Jennings et Evans (1962), Sorochan (1989), El Gamali et al. (1994), Magnan et al. (1995), Al-Shamrani et Al-Mhaidib (2000), etc.

On peut aussi voir sur la figure 14 combien l'influence de la pression appliquée sur la valeur du gonflement du sol argileux est grande. Lorsque cette pression augmente, l'amplitude du gonflement diminue. Cette évolution a été notée dans toutes les études consacrées à ce sujet.

L'amplitude du gonflement diminue de façon plus rapide dans la partie initiale de la courbe représentant la relation  $\Delta h = f(\sigma_a)$ . Par exemple, dans les travaux de Sorochan (1989), l'amplitude du gonflement diminue de 70 à 80 % lorsque  $\sigma_a$  varie entre 0 et 0,1 MPa (Figure 15).

On en déduit que la partie principale de la déformation totale de gonflement provient de la formation d'une couche d'eau faiblement liée autour de l'enveloppe hydratée des particules argileuses, liée par des forces électro-moléculaires aux particules élémentaires du sol. Dans ce cas, lorsque la pression interne des enveloppes hydratées est égale à la pression externe, un équilibre s'établit, pour un certain niveau de déformation de gonflement, et cette pression peut être prise comme valeur intermédiaire de la pression de gonflement sous la charge appliquée..

Dans le cas où la pression externe  $\sigma_a$  empêche l'agrandissement de la distance entre les particules du sol, c'est-à-dire qu'elle équilibre l'effet d'écartement des particules par les couches hydratées et empêche tout gonflement, cette pression  $\sigma_a$  peut être considérée comme la pression de gonflement  $\sigma_g$ .

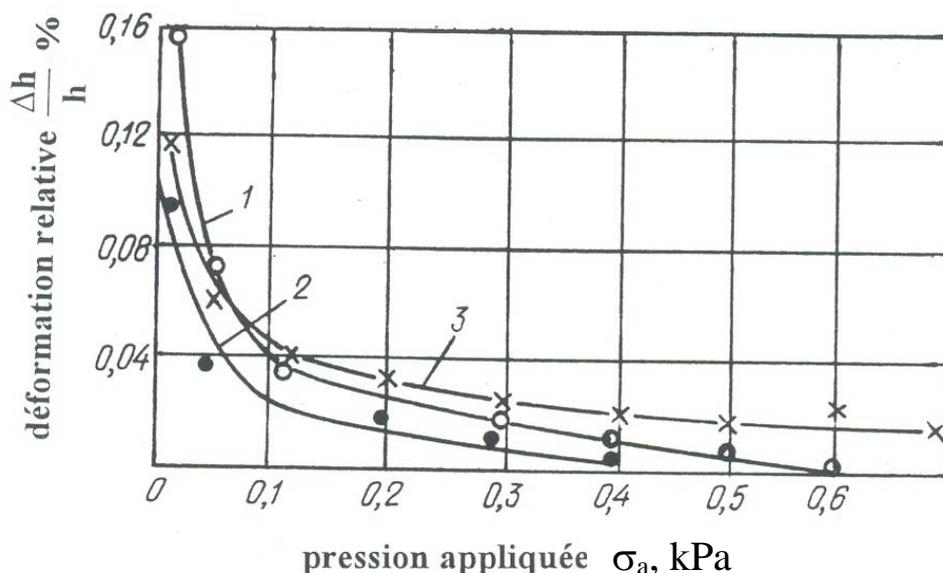


Figure 15. Résultats d'essais de gonflement sur les argiles de Maïkop (1), Sarmat (2) et Khvalyn (3) (Sorochan, 1989)

La pression externe influe non seulement sur l'amplitude du gonflement du sol argileux mais aussi sur sa vitesse d'évolution au cours du temps. En l'absence de charge externe, la déformation de gonflement se produit rapidement et se stabilise plus tôt que dans le cas où une charge est appliquée au sol. : plus la charge est élevée et plus l'amplitude du gonflement, sa vitesse et sa durée de stabilisation diminuent.

La vitesse du gonflement dépend aussi de la valeur initiale de la teneur en eau au début du processus d'humidification. La figure 16 présente les résultats d'études en laboratoire effectuées par Abdullah et al. (2000), pour différentes valeurs de la teneur en eau initiale d'échantillons intacts de sol (18 %, 28 %, 38) soumis à l'œdomètre à la série de charges suivante : 1 – 5 – 10 – 25 – 50 et 100 kPa.

On voit sur la figure 16 que l'augmentation de la teneur en eau initiale du sol réduit l'amplitude du gonflement à chaque étape du chargement. De plus, la différence est sensiblement plus grande quand les charges sont petites que quand elles sont grandes et que la déformation de gonflement est faible ou nulle.

Il faut aussi noter que l'amplitude du gonflement du sol sur le terrain est plus faible que celle du gonflement mesuré en laboratoire. Il faut pour cette raison appliquer un coefficient réducteur lors de l'application à des ouvrages réels des résultats des essais de laboratoire (Sorochan, 1989, Magnan et al., 1995).

Il découle de ce qui vient d'être exposé que la meilleure méthode de détermination du potentiel de gonflement du sol en pratique n'est pas de la déterminer de façon indirecte, comme indiqué dans les tableaux 6 et 7, mais de déterminer directement les paramètres recherchés dans les conditions du laboratoire ou du terrain, en établissant la relation expérimentale entre l'amplitude de gonflement du sol et la charge externe appliquée.

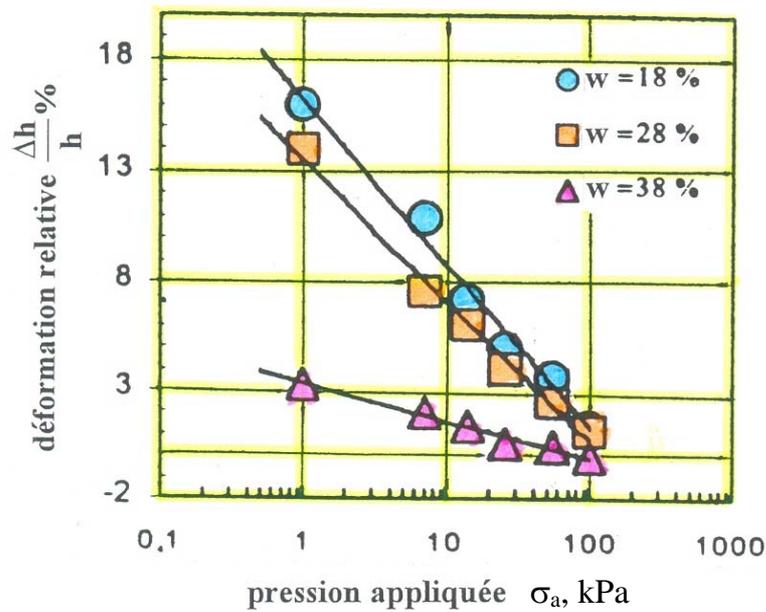


Figure 16. Essais œdométriques sur des argiles non remaniées (Abdullah et al., 2000)

Cette démarche nécessite un peu plus de temps et de moyens pour établir ces relations, mais ces dépenses sont justifiées par une meilleure adéquation technique des projets aux conditions de construction sur les sols gonflants. Ce principe a été retenu par les membres du comité technique sur les sols gonflants (TC6) de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations (Philipponnat et al., 1991).

En fonction des variations des teneurs en eau dans les sols argileux considérées dans la section 1.5, les sols subissent périodiquement des déformations de gonflement et de retrait. Il a déjà été noté que le comportement d'un sol soumis à de tels cycles d'humidification et de retrait dépend sensiblement du nombre de ces cycles. Malheureusement ces phénomènes ont été peu étudiés et il n'existe pas d'opinion unique sur cette question.

Chen (1965, 1975) remarque que l'augmentation du nombre de cycles d'humidification et séchage fait diminuer les propriétés de gonflement des sols argileux en créant une sorte de fatigue au gonflement (Figure 17). Pour appuyer ces conclusions, il cite les travaux de Chu et Mou (1973), qui ont aussi montré que l'amplitude du gonflement du sol argileux lors du premier cycle d'humidification et de séchage est nettement plus grande que lors des cycles suivants.

Mustafaev (1989) soutient une position un peu différente. Sur la base de ses études en laboratoire, il affirme que l'augmentation du nombre de cycles d'humidification et séchage fait croître légèrement l'amplitude des déformations de gonflement. Ces lois ne s'appliquent pas aux déformations de retrait des sols, qui disparaissent lorsque le nombre de cycles d'humidification et de séchage augmente.

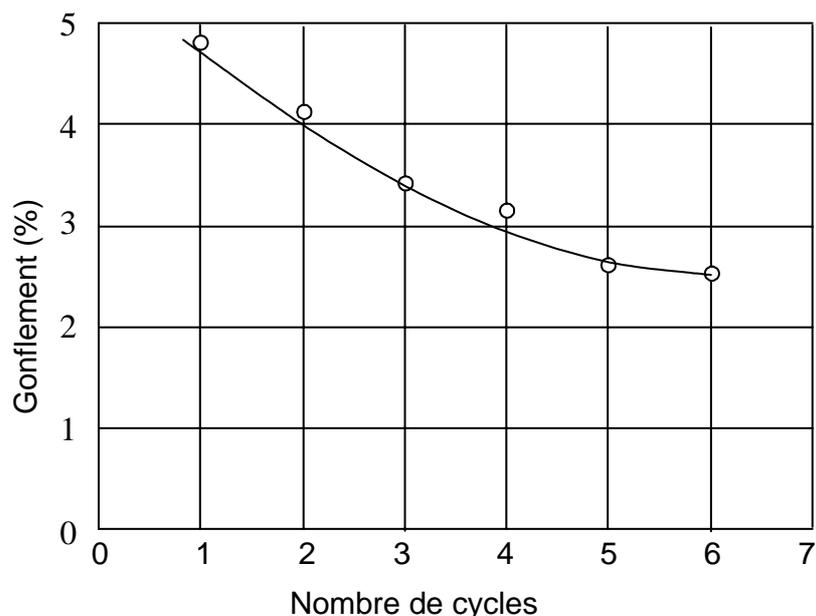


Figure 17. Fatigue des sols gonflants lors de cycles d'humidification et séchage (Chen, 1965, 1975)

La valeur de la pression externe appliquée exerce une influence sensible sur la valeur finale stabilisée des déformations de gonflement et de retrait. Lorsqu'elle augmente, et que la capacité d'absorption du sol diminue, les amplitudes des déformations de gonflement et de retrait diminuent aussi. La valeur finale des déformations de gonflement et de retrait dépend aussi de la teneur en eau initiale du sol. Plus l'intervalle de variation de la teneur en eau est grand et plus l'amplitude des déformations de gonflement et de retrait augmente et plus la déformation de gonflement est grande, plus la déformation de retrait l'est aussi.

Les deux processus de gonflement et de retrait dépendent du temps. Les déformations de gonflement continue d'augmenter après la fin de l'absorption d'eau par le sol et, inversement, les déformations de retrait s'arrêtent alors que le sol continue de perdre de l'eau.

Il résulte de ce qui précède que le problème de la détermination des déformations de gonflement et de retrait des sols argileux est très complexe et que ces deux phénomènes sont deux aspects d'un même processus de variation de la teneur en eau dans le sol pour différentes valeurs de la charge appliquée.

## 1.7 Conclusion

Les sols argileux sensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait sont très répandus sur tous les continents. Les minéraux les plus fréquents, comme la kaolinite, l'illite et la montmorillonite, qui participent tous à la constitution des argiles gonflantes, se rencontrent dans des proportions différentes dans toutes les régions du monde.

Les formes et niveaux d'interaction du sol argileux avec l'eau ainsi que l'amplitude potentielle de son gonflement, dépendent de la structure du réseau cristallin, de la structure des particules d'argile et de la capacité des minéraux à échanger des ions.

On trouve des sols gonflants dans toutes les régions du Maroc, sous forme de dépôts distincts. Tous peuvent être rattachés à la catégorie des sols très gonflants.

Le réseau cristallin des sols argileux est constitué de deux types d'éléments structurels, construits autour d'atomes de silicium (Si) et d'aluminium (Al). Suivant les combinaisons de ces deux types d'éléments, on peut trouver des minéraux argileux de deux types :

- dans le premier type, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée d'une couche de silicates et d'une couche d'aluminates ;
- dans le second type, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée d'une couche d'aluminates et de deux couches de silicates.

L'amplitude totale du gonflement d'un sol argileux est la somme du gonflement intra-cristallin, provoqué par la fixation de molécules d'eau dans l'espace qui sépare les paquets de particules, et du gonflement inter-agrégats, provoqué par la formation d'une enveloppe d'eau fortement et faiblement liée autour des particules ou de leurs agrégats, sous l'influence de forces intermoléculaires, qui se divisent en forces électrostatiques, forces de dispersion et forces d'induction.

Dans le cas général, tous les types de liaisons structurelles s'opposent au gonflement du sol. Ainsi, la pression de gonflement est la différence entre la pression d'écartement des particules due aux enveloppes hydratées des particules et la cohésion structurelle du sol.

Tout sol dont la teneur en eau est inférieure à une certaine limite, mis en contact avec de l'eau libre, aspire dans ses pores une certaine quantité de cette eau. Ce phénomène a reçu le nom de « suction » et les forces correspondantes le nom de « forces de suction ». Dans le cas général, le phénomène d'aspiration de l'eau par le sol est la combinaison d'effets osmotiques, capillaires et d'hydratation.

La forme de la loi d'aspiration et d'infiltration de l'eau dans le sol dépend de l'amplitude de la déformation de gonflement (ou de retrait), de la valeur de la pression externe appliquée ainsi que du nombre de cycles d'humidification et séchage du sol argileux.

Malgré les succès importants obtenus dans le domaine de la construction sur les sols gonflants, on ne dispose pas encore de théorie bien fondée pour expliquer de façon satisfaisante la nature complexe du gonflement et du retrait des sols argileux.

La valeur importante des déformations non linéaires de gonflement et de retrait, qui atteignent plusieurs dizaines de centimètres, posent des problèmes spécifiques pour le calcul des déformations, mais aussi pour le calcul des résistances à l'équilibre limite.

Les valeurs des caractéristiques mécaniques  $E$ ,  $\phi$  et  $c$  diminuent pour tous les sols gonflants lors de leur humidification.

Beaucoup de recherches ont été consacrées à la prévision du comportement des sols gonflants lors de leur humidification à partir des limites d'Atterberg, en utilisant les essais de laboratoire les plus simples et des relations empiriques élémentaires. Mais on peut considérer les résultats de l'application de ces formules comme insatisfaisants.

La meilleure méthode de détermination du niveau de gonflement d'un sol dans la pratique n'est pas d'utiliser des voies indirectes mais de déterminer directement les valeurs des paramètres recherchés, d'après les résultats d'essais d'humidification en laboratoire ou en place permettant d'établir directement la relation entre le gonflement du sol et la charge externe appliquée.

Suivant les variations de l'état hydrique des sols, ceux-ci subissent périodiquement des déformations de gonflement et de retrait. Le nombre des cycles d'humidification et de séchage exerce une influence sensible sur le comportement des sols. Malheureusement, cette question a été peu étudiée et elle n'a pas encore reçu de réponse unique.

Les processus de gonflement et de retrait dépendent tous les deux du temps. Ainsi, la déformation de gonflement se prolonge après la fin de l'aspiration de l'eau par le sol, tandis que la déformation de retrait s'arrête avant que les variations de teneur en eau ne cessent.

Il résulte de ce qui précède que le problème de la détermination des déformations de gonflement et de retrait des sols argileux est très complexe et que ces deux phénomènes sont deux aspects d'un même processus de variation de la teneur en eau dans le sol pour différentes valeurs de la charge appliquée.



## Chapitre 2

# Pathologie des constructions dans les zones de sols gonflants

- 2.1 Introduction
- 2.2 Conséquences de l'humidification du sol de fondation
- 2.3 Comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol
- 2.4 Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants
- 2.5 Conclusion

### 2.1 Introduction

Lors de l'étude des projets de bâtiments et ouvrages, une grande attention est portée aux propriétés des terrains qui déterminent leur réponse aux charges appliquées. Mais il existe parmi ces terrains une classe particulière de sols dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous l'influence des variations de leur teneur en eau. Les sols gonflants sont des exemples de ce type de sol à structure instable. Dans ces sols, en plus du gonflement du sol et du soulèvement des fondations, on peut aussi observer des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques et de la résistance structurelle de ces sols lors de leur humidification.

Le gonflement et l'affaissement sont deux modes de déformation opposés des sols argileux provoqués par leur humidification. Lors du gonflement, le volume du massif de sol augmente en produisant le plus souvent des déformations non uniformes du sol argileux. L'affaissement localisé du sol est produit par la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module de déformation), mais aussi par son séchage, qui provoque la diminution du volume du sol humidifié.

Le gonflement et l'affaissement des sols sous les bâtiments et ouvrages peuvent provoquer non seulement une diminution de leur sécurité et de leur durabilité, mais aussi leur rupture en les rendant impropres à l'exploitation. La réparation de ces désordres pour rétablir les conditions de fonctionnement acceptables nécessite des dépenses importantes.

Lors de la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, il faut prévoir l'évolution des déformations au cours du temps et définir les dispositions constructives qui permettent d'empêcher les conséquences défavorables des déformations de gonflement et d'affaissement.

L'humidification non uniforme du sol sous un bâtiment ou un ouvrage provoque une répartition non uniforme des contraintes au contact du sol et de la semelle des fondations des constructions. Ces contraintes peuvent provoquer des déformations

supplémentaires des fondations, qui peuvent se transmettre sous forme de moments et efforts tranchants supplémentaires dans les structures porteuses du bâtiment ou de l'ouvrage. Ces efforts supplémentaires peuvent provoquer la fissuration des murs, des poteaux, des poutres, des planchers et plafonds et des nœuds de la structure où existent toujours des concentrations de contraintes.

Il faut pour cette raison, dans les projets de construction sur des sols gonflants qui peuvent être humidifiés par la suite, non seulement estimer l'évolution des déformations des sols au cours du temps, mais aussi calculer leurs effets dans les structures porteuses des constructions en termes de moments et d'efforts tranchants et prendre en compte dans le projet les déformations et la fissuration possibles.

## **2.2 Conséquences de l'humidification du sol de fondation**

Lors de l'humidification du massif de sol, la disparition des liaisons structurelles et la formation d'enveloppes diffuses de molécules d'eau autour des particules élémentaires du sol provoquent un gonflement dont l'amplitude peut être importante.

L'humidification peut être provoquée par des précipitations atmosphériques ou par des fuites d'eaux canalisées. Lorsque le régime des pluies est régulier, et lorsque le sol possède une couverture herbeuse durable, le sol est humidifié jusqu'à une profondeur limitée, ce qui ne présente pas de danger particulier pour les constructions. Mais si l'on enlève la couverture végétale lors de la construction de nouveaux ouvrages ou de travaux d'aménagement, ce qui se produit très souvent, le schéma d'écoulement des eaux est modifié et l'eau peut pénétrer plus profondément dans le sol et atteindre des couches de sols qui n'avaient pas encore été humidifiées. Ce processus peut être renforcé par l'écoulement de l'eau des toits des maisons, des trottoirs et des chaussées, de sorte que, dans les zones de construction dense, la quantité d'eau pénétrant dans le sol à proximité des fondations est fortement augmentée.

Les eaux industrielles exercent souvent une influence encore plus grande sur le processus d'exploitation des bâtiments car, quel que soit le volume des fuites, elles humidifient continûment le sol toujours au même endroit, provoquant une accumulation dangereuse de déformations de gonflement.

Il faut noter d'autre part que les sols argileux de consistance semi-dure que l'on trouve dans les régions arides aspirent l'eau de façon très rapide et la laissent très difficilement partir lors du séchage. Les conséquences de la pénétration d'une grande quantité d'eau dans le sol peuvent être pour cette raison très dangereuses pour les bâtiments car le processus de gonflement est relativement rapide.

Si l'on place un bloc de sol argileux à l'état sec dans une cuvette contenant de l'eau jusqu'au quart de la hauteur du bloc d'argile, on peut entendre au bout de quelques secondes le bruit de l'eau qui pénètre à l'intérieur de l'échantillon et le sifflement léger de l'air chassé du sol par la pression de l'eau, qui atteint très rapidement des valeurs élevées.

Lors d'une saturation aussi rapide, au début d'une humidification prolongée, de l'eau libre soumise à l'action de la gravité apparaît dans le sol. Cette eau s'accumule à la limite des couches de conglomérats, que l'on rencontre fréquemment près des sols gonflants, et du sol argileux, et peut se déplacer horizontalement dans la direction de la pente de la couche d'argile.

La migration de l'eau est facilitée par la présence dans le massif de sol de sels solubles et son déplacement horizontal peut couvrir des distances importantes. Ce phénomène s'est produit sur le site expérimental d'Ouarzazate décrit dans la suite de ce mémoire. Lors de l'humidification localisée du massif de sol, l'eau libre accumulée à la base d'une couche de conglomérat a trouvé un cheminement dans la direction de la pente de l'argile et a migré jusqu'à plus de 100 m du lieu de l'humidification. On le remarqua après la fin de l'humidification, quand le retrait du sol a mis en évidence les trajectoires d'écoulement de l'eau.

Il s'ensuit que l'eau qui pénètre dans un massif de sol peut présenter un danger pour des constructions se trouvant non seulement sur le lieu de l'inondation mais aussi à une certaine distance.

Les observations faites en différents points de la ville d'Ouarzazate témoignent aussi de ce phénomène. Sur l'une des hauteurs de la ville d'Ouarzazate, a été construite une série de bâtiments administratifs voisins, appartenant à l'Office National de l'Électricité et du Pétrole (ONEP), au Ministère des Finances et aux Douanes.

Entre les bâtiments de l'ONEP et des Douanes se trouve une zone non bâtie de 25 m x 40 m appartenant au Ministère des Finances. Dans cette zone, sous une couche de conglomérats, on trouve une couche d'argile de 1,5 à 3 m d'épaisseur inclinée de l'ONEP vers les Douanes. Le bâtiment de l'ONEP a été construit en prenant des mesures adéquates pour protéger le sol contre la pénétration des eaux de pluie. Toute la partie non construite du terrain a été bétonnée et, de plus, un collecteur en béton armé a été installé autour des bâtiments à 30 centimètres de profondeur pour collecter et emmener les eaux usées vers la route, qui passe en contre-bas.

Cependant, à l'emplacement où il longe le terrain du bâtiment administratif du Ministère des Finances, dans la zone non construite, le collecteur est cassé sur une assez longue distance (Figure 18). L'eau coulant des toits et sur le dallage en béton du terrain de l'ONEP s'accumule dans la partie détériorée du collecteur. Elle s'écoule en partie dans le collecteur et sur la dalle en béton en direction de la route et le reste s'enfonce directement dans le massif de sol et s'ouvre un chemin en direction du bâtiment des Douanes, dans le sens de la pente de la couche d'argile. L'eau a trouvé aussi un chemin, dans le sens de la pente de la couche d'argile, vers un dépôt de matériaux existant sur le terrain de l'ONEP.



Figure 18. Rupture d'un collecteur d'eaux superficielles (ONEP, Ouarzazate)



Figure 19. Migration de l'eau du collecteur d'eaux superficielles de l'ONEP vers le bâtiment des douanes (Ouarzazate)

La migration de l'eau dans un massif de sol peut être due à différentes causes. L'eau libre et la vapeur d'eau peuvent se déplacer dans les pores sous l'action de gradients de pression, de potentiel électrique et de température. L'eau liée se déplace sous l'effet des forces moléculaires et osmotiques. Dans le cas de pores de petites dimensions et de faibles gradients de pression, l'écoulement de l'eau se produit dans la nature en régime laminaire. Dans ce cas, on admet que la vitesse d'écoulement laminaire de l'eau est proportionnelle au gradient hydraulique (loi de Darcy). Dans le cas de pores de grandes dimensions et de forts gradients de pression, l'écoulement de l'eau peut prendre un caractère turbulent et la loi de Darcy n'est plus applicable. L'écoulement de l'eau dans le sol exerce une pression dynamique sur les particules minérales du sol, peut rompre leurs liaisons structurelles et provoquer des phénomènes d'érosion interne ou de colmatage des pores.

Dans le cas du bâtiment de l'ONEP, on peut suivre le trajet de l'eau d'après les fissures dans la couche superficielle du sol, comme on le voit sur les photographies des figures 19 et 20, prises entre les murs d'enceinte de l'ONEP et des Douanes.



Figure 20. Fissuration du bâtiment des douanes du fait de la migration de l'eau du collecteur d'eaux superficielles de l'ONEP

On peut observer dans les deux murs d'enceinte, à l'endroit où l'eau est passée, des fissures dont l'ouverture varie de 5 à 10 cm et qui sont dues au gonflement du sol. L'eau qui s'écoule dans le terrain situé à côté du bâtiment du ministère des finances atteint le milieu du bâtiment des douanes. Le terrain qui entoure ce bâtiment est totalement bétonné pour le protéger des pluies, de sorte que le seul risque qu'il peut courir est l'arrivée d'eau par le chenal souterrain qui s'est créé dans la couche superficielle de conglomérat. On voit sur la figure 20 la grande fissure qui traverse du haut en bas le bâtiment des douanes, à cause du gonflement du sol sous le milieu de la fondation. On peut observer le même phénomène sur le bâtiment de l'entrepôt de matériaux de l'ONEP et sur son mur d'enceinte (figure 21).



Figure 21. Fissuration du mur d'un dépôt de matériaux du fait du gonflement du sol (ONEP, Ouarzazate)

Lors que l'on protège le sol de fondation des pluies en le recouvrant de dalles en béton, il arrive souvent que ces dalles se rompent sous l'effet des fortes variations de

température dues au soleil dans les climats arides et qu'elles deviennent perméables à l'eau. Dans ce cas, il suffit qu'une faible quantité d'eau pénètre dans le sol pour le faire gonfler et soulever les dalles de béton (Figure 22).

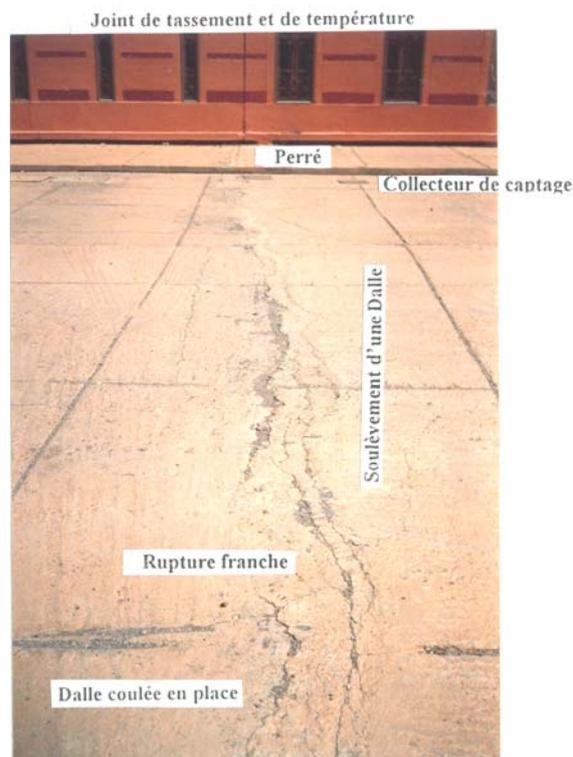


Figure 22. Fissuration d'une dalle en béton coulée en place sous l'effet de la température puis du gonflement du sol (ONEP, Ouarzazate)

La teneur en eau du sol est une grandeur variable. Elle dépend non seulement de l'humidification accidentelle du sol, mais aussi de l'évaporation, des précipitations, de la transpiration de la végétation et des variations du régime thermique.

La couche superficielle du sol est soumise à des variations journalières et annuelles des températures. Cependant, la température ne varie pas seulement à la surface du sol et dans la couche superficielle, elle varie aussi dans la masse du sol. Pour cette raison, lors de la rupture de l'équilibre thermique, des gradients thermiques se développent et provoquent le déplacement de l'eau dans le massif de sol. Il est évident que le processus de transfert d'eau dans le sol est lié à un déséquilibre du système eau-sol. C'est pourquoi ce système possède une énergie potentielle excédentaire d'interaction entre les particules et le sol. Au cours du temps, cette énergie excédentaire provoque le déplacement de l'eau, c'est-à-dire se transforme en énergie cinétique de déplacement, ce qui initie le développement du processus de relaxation qui ramènent le système vers un nouvel état d'équilibre au bout d'un certain temps.

Comme, en général, on trouve dans les sols de nombreux sels de différents types, la rupture de l'équilibre du système eau-sol peut aussi se produire sous des potentiels chimiques variés dans le liquide interstitiel, ce qui influence aussi le processus de déplacement de l'eau dans le sol.

De nombreux facteurs externes, comme les plantations, la diminution de l'évaporation liée à la construction de bâtiments, trottoirs, routes, etc. peuvent aussi influencer l'état d'humidité et de température du massif de sol. Il faut aussi noter que la température du massif de sol exerce une influence sur ses propriétés mécaniques.

Belanteur et al. (1997) présentent des données sur l'influence des températures sur les propriétés mécaniques des argiles gonflantes et en tirent les conclusions suivantes :

- l'augmentation de la température d'un matériau argileux préconsolidé provoque une diminution de son domaine élastique ;
- la température induit une légère surconsolidation du matériau ;
- la résistance mécanique des argiles diminue avec l'augmentation de la température ;
- la ductilité des argiles augmente avec l'élévation de la température ;
- à l'état normalement consolidé, un cycle thermique induit un écrouissage positif du matériau. Celui-ci est d'autant plus important que l'argile est de nature gonflante (smectite) ;
- à l'état surconsolidé, un cycle thermique induit un écrouissage négatif du matériau. Son ampleur est d'autant plus importante que l'argile est gonflante.

Dans un massif de sol il n'est pas rare de trouver des petites couches de sol perméable qui permettent aux eaux de pluies de se déplacer loin de la zone humidifiée.

Les cavités karstiques que l'on rencontre dans la région de Ouarzazate accumulent l'eau et peuvent alimenter en eau les sols argileux gonflants pendant de longues périodes et avoir des conséquences désagréables dans les bâtiments et ouvrages construits sur ces sols gonflants.

### **2.3 Comportement des bâtiments et ouvrages d'art lors du gonflement du sol**

L'humidification des sols argileux gonflants provoque l'apparition de déformations dangereuses des bâtiments édifiés sans mesures de protection des sols contre les inondations accidentelles. Il se trouve toutefois que la protection des sols contre l'eau ne donne pas de résultats positifs quand ces mesures techniques ne sont pas bien conçues ou quand les travaux de construction ont été mal exécutés.

La figure 23 montre la rupture du perré de la fondation du bâtiment administratif du ministère des finances à Ouarzazate, qui est due à la variation des températures. Dans l'espace qui s'est créé entre la fondation et la dalle, et aussi dans les joints de dilatation thermique (Figure 24) ouverts du perré, les eaux de pluie peuvent pénétrer librement et, lorsqu'elles sont en quantité suffisante, elles provoquent le gonflement du sol et des déformations non seulement de la fondation mais aussi du bâtiment dans son ensemble.



Figure 23. Détachement d'origine thermique du perré bétonné et de la semelle filante, ouverture de la fissure puis infiltration de l'eau dans le sol sous-jacent (Bâtiment administratif du ministère des finances, Ouarzazate)



Figure 24. Détachement d'un joint de tassement, d'origine thermique (ONEP, Ouarzazate)

Les risques d'humidification des sols de fondation sont augmentés par la présence au centre du bâtiment d'un jardin de plantes décoratives, qui nécessite de l'arrosage. L'eau d'arrosage peut pénétrer dans le sol et s'y accumuler durablement en augmentant sa teneur en eau. Des exemples de mauvaise utilisation de plantations décoratives dans les habitations et les bâtiments industriels sont présentés sur les figures 25 et 26. On peut y voir des dégradations sérieuses des parties visibles de ces constructions provoquées par le gonflement du sol.



Figure 25. Soulèvement des fondations du fait de l'installation d'un jardin (Safi)



Figure 26. Soulèvement des fondations du fait de l'installation incorrecte du point d'hygiène

En l'absence de précipitations atmosphériques, l'évapotranspiration liée à la présence de plantes, de buissons ou d'arbres peut provoquer des déformations de retrait du sol. Il faut pour cette raison, lors de l'aménagement de zones d'habitations ou de zones industrielles, prévoir un ensemble de mesures de protection contre l'eau. La protection des sols de fondation contre les eaux comporte la collecte et l'évacuation des eaux de surface, la surveillance des fuites et l'entretien des canalisations. La figure 2.10 montre une vue générale du lycée de Ouarzazate, qui fut construit sans respecter ces règles élémentaires.



Figure 27. Vue générale du lycée de Ouarzazate

Sur la figure 28 on peut voir à droite, à proximité immédiate de la fondation, une tache noire qui est due à une petite mare d'eau résiduaire s'échappant d'une canalisation.



Figure 28. Vue partielle du lycée de Ouarzazate.

Le non respect de ces règles et la mauvaise qualité de l'exécution des travaux ont conduit à l'humidification sporadique du sol par les eaux de pluie et les eaux usées, à des déformations non uniformes et à une rupture généralisée des murs et cloisons (Figures 29 et 30), à l'ouverture des joints (Figure 31) et à la rupture des gaines techniques et canaux d'évacuation d'eau (Figure 32).

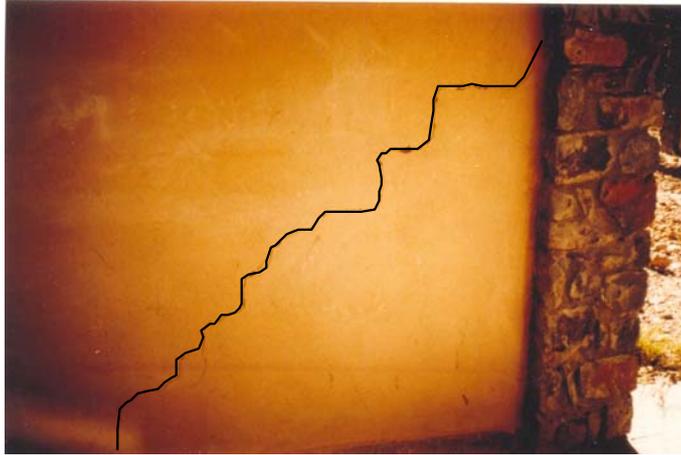


Figure 29. Ouverture d'une fissure dans un mur en maçonnerie, du fait du gonflement du sol (Lycée de Ouarzazate)



Figure 30. Ouverture d'une fissure dans un mur en maçonnerie du fait du gonflement différentiel du sol (Lycée de Ouarzazate)



Figure 31. Ouverture du joint de tassement du fait du gonflement différentiel du sol (Lycée de Ouarzazate)

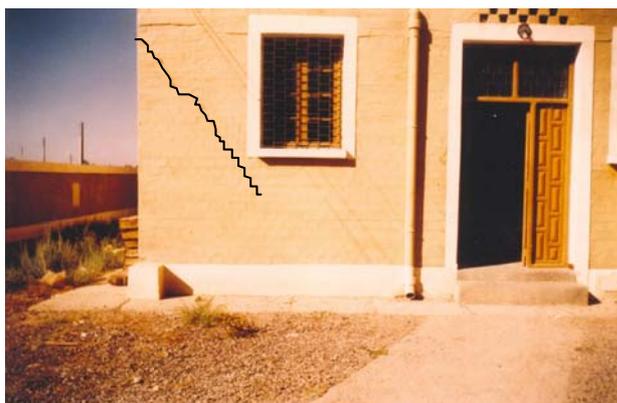


Figure 32. Rupture du canal en béton du fait du gonflement différentiel du sol (Lycée de Ouarzazate)

La cause de la rupture des fondations et des bâtiments est fréquemment le déversement direct des eaux de pluies dans le sol par les descentes d'eau des gouttières.

On voit sur la figure 33a que les eaux de pluies sont amenées à proximité directe de la surface non protégée du sol. Par suite, l'eau de pluie pénètre dans le massif de sol à proximité de la fondation du bâtiment, la soulève et provoque la rupture de la maçonnerie de brique de ce bâtiment léger d'un seul niveau.

La figure 33b montre un tuyau de descente d'eau de pluie qui a été enfoncé directement sous la fondation et provoque non seulement le gonflement du sol mais aussi son érosion. Ce bâtiment se trouve donc dans un état complexe de contraintes et de déformations. Il subit à la fois des déformations de gonflement et des déformations d'affaissement et leur combinaison conduit à le rendre inutilisable.



a. Ouarzazate



b. Safi

Figure 33. Dispositions constructives incorrectes pour les conduites de descente d'eau (à gauche : Ouarzazate ; à droite : Safi)

Il existe des cas de bâtiments où la surface du sol gonflant est suffisamment bien protégée des eaux de pluie. Mais le système de collecte et d'évacuation des eaux

par des canalisations a été mal exécuté et l'eau de pluie évacuée par les canalisations s'infiltré dans le sol par les joints de ces canalisations et le fait gonfler.

La figure 34 montre que l'étanchéité des canalisations est endommagée à proximité du système de collecte des eaux superficielles, comme en témoigne le soulèvement de la dalle en béton et sa rupture à une certaine distance de ce soulèvement.



Figure 34. Soulèvement local de la dalle en béton du fait de l'infiltration de l'eau d'une canalisation (Office National des Eaux, Ouarzazate)

On peut observer le même phénomène sur la figure 35, où, du fait de la mauvaise qualité des travaux, l'eau pénètre dans le sol, l'humidifie et provoque des déformations de gonflement qui cassent les dalles de protection. Sous la dalle en béton qui joue le rôle d'écran pour le massif de sol et empêche son aération, l'eau peut s'accumuler pendant une longue période et provoquer la rupture de la fondation et de la dalle de protection.



Figure 35. Soulèvement et rupture de la dalle en béton du fait de l'infiltration de l'eau d'une canalisation (Office National des Eaux, Ouarzazate)

La figure 36 montre que l'évacuation de l'eau de la surface non couverte du sol s'effectue par une canalisation placée sous la fondation. Cette disposition constructive mal conçue et la mauvaise qualité des travaux de construction ont provoqué une humidification non désirée du sol et des déformations menant à la rupture du trottoir bétonné et des murs porteurs du bâtiment.



Figure 36. Soulèvement et rupture du trottoir bétonné du fait de l'humidification du sol gonflant (Office National des Eaux, Ouarzazate)

La figure 37 montre un détail du même bâtiment, où le trottoir et une partie du mur ont subi des dégâts importants.



Figure 37. Rupture du trottoir en béton du fait du gonflement du sol (Office National des Eaux, Ouarzazate)

L'interaction des fondations et des massifs de sols argileux qui se déforment et gonflent en cas d'humidification rend indispensable la prise en compte des déformations communes des sols et des fondations, avec une surface de contact de forme courbe. Le problème est compliqué par le fait que la prévision des positions possibles des sources d'humidification est très difficile car, dans la plupart des cas, elles ont un caractère aléatoire.

L'étude des causes de rupture de bâtiments et ouvrages sur sols gonflants que nous avons effectuée a montré que, dans la majorité des cas, deux principaux types de déformations des sols de fondation argileux sont rencontrés :

- le gonflement du sol aux extrémités des fondations, du fait de l'humidification périphérique du sol par les eaux de pluie ;
- le gonflement du sol au centre des fondations ou à proximité directe, du fait de fuites d'eau dans des canalisations.

Lors de l'humidification du sol, la répartition non homogène des réactions du sol sous la fondation due à son gonflement crée dans la fondation superficielle et dans les structures du bâtiment des efforts tranchants  $Q'(z)$ , des moments fléchissants  $M'(z)$  et des déplacements verticaux  $y'(z)$ , qui s'ajoutent aux efforts existants  $Q(z)$ ,  $M(z)$  et  $y(z)$ . Ces efforts supplémentaires peuvent provoquer des déformations inacceptables dans les fondations, les poutres, les poteaux, les murs et les dalles de couverture du bâtiment. La déformation non homogène des fondations et leur flexion conduisent à la modification de la géométrie initiale du bâtiment, qui crée dans les nœuds de la structure porteuse des efforts destructeurs et des déformations irréversibles.

La figure 38 présente une vue du bâtiment d'une école en état de ruine provoqué par l'humidification et le gonflement périphérique du sol. Les ruptures généralisées des fondations et des murs porteurs du bâtiment ne permettent plus son utilisation. Le gonflement périphérique du sol non seulement a provoqué des déformations irréversibles de ses parties périphériques mais a modifié sa géométrie, ce qui a créé dans la structure des moments et efforts tranchants supplémentaires qui ont provoqué sa rupture.

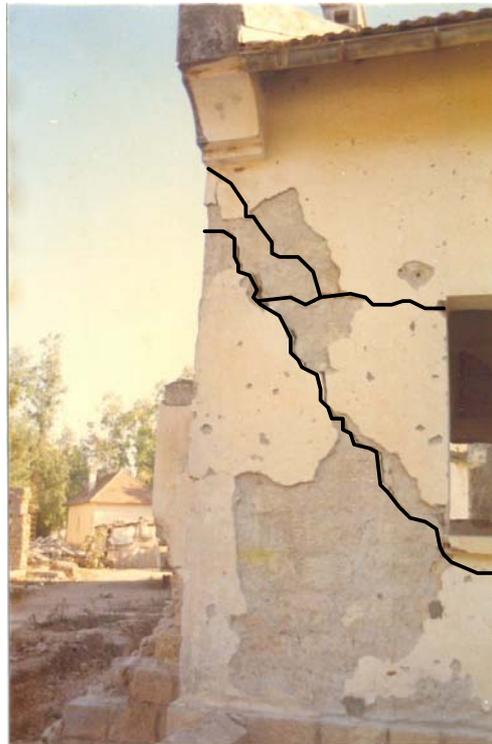


Figure 38. Rupture du mur d'une école (Berrechid)

La figure 39 montre aussi la dégradation catastrophique des murs d'une école dans la ville de Meknès. Le gonflement périphérique du sol a soulevé les extrémités du bâtiment, tandis que, dans la partie centrale, du fait de la courbure des fondations, de grandes fissures se sont développées sur toute la hauteur du bâtiment. Ce mode de rupture par gonflement du sol est caractéristique des bâtiments légers étendus à un seul niveau, ne possédant pas une rigidité suffisante dans le sens transversal.

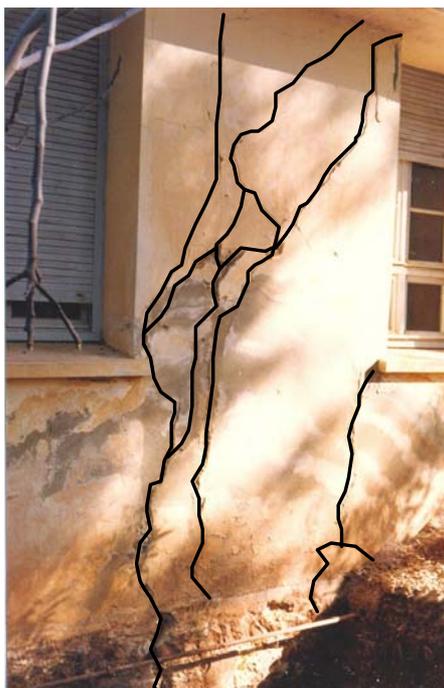


Figure 39. Rupture des murs d'une école (Meknès)

La figure 40 montre un exemple de rupture périphérique de bâtiment dans la ville de Safi. On continue d'exploiter ce bâtiment parce que la formation des fissures est localisée et la partie correspondante du bâtiment est en cours de restauration.



Figure 40. Soulèvement d'une fondation lors de l'imbibition périphérique du sol (Safi)

Sur la figure 41, dans la même ville de Safi, le gonflement du sol s'est produit sous la partie centrale du bâtiment, à cause de fuites d'eaux des canalisations. On voit sur la photographie une grande fissure verticale qui traverse toute la hauteur de ce bâtiment d'un seul niveau dans sa partie centrale et la rupture du mur porteur à proximité des poteaux de la structure en béton armé.



Figure 41. Soulèvement d'une fondation lors de l'imbibition du sol sous le centre de la fondation (Safi)

On peut voir sur la figure 42 la rupture d'une cloison dans un bâtiment sous l'effet des efforts tranchants supplémentaires créés par le soulèvement de la dalle de fondations.

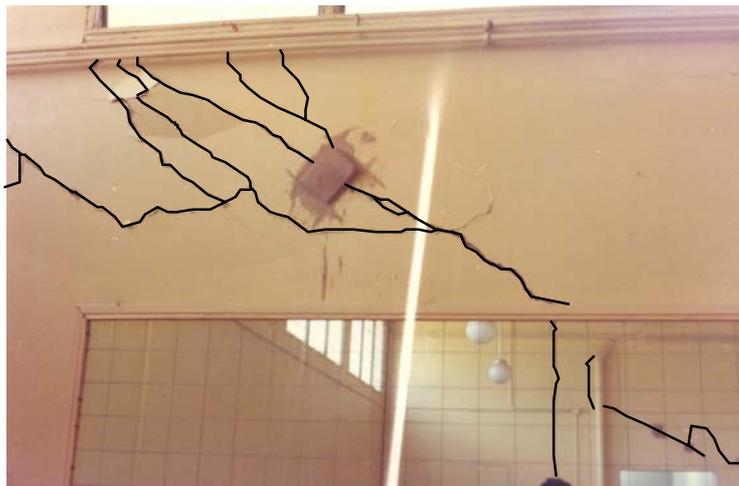


Figure 42. Hôpital Moulay Ismaïl, (Meknès) : dégradations dues au gonflement du sol

La figure 43 montre des fissures profondes au contact des poutres en console et des murs porteurs dues au développement de moments fléchissants supplémentaires.

Le processus de gonflement des sols est réversible, comme leur processus de retrait lors du séchage. Les déformations de gonflement et de retrait des sols argileux sont deux formes de signe opposé d'un même processus. En fonction de la quantité des précipitations atmosphériques, des conditions d'écoulement en surface, des propriétés de perméabilité du sol, etc., le résultat final de la redistribution de l'humidité dans le sol peut être différent. Suivant les variations de l'état d'humidité du massif de sol on peut observer des déformations de gonflement ou des déformations de retrait.



Figure 43. Collège Ibn Rochd (Berrechid) : dégradations dues au gonflement du sol

L'amplitude du retrait du sol dépend de différents facteurs. Le retrait peut se produire après le passage d'une période pluvieuse à une période sèche, peut être provoqué par la transpiration de l'eau des plantes ou par d'autres causes naturelles ou artificielles.

Ainsi, par exemple, l'exécution d'une tranchée pour installer des réseaux à proximité de bâtiments existants et l'infiltration libre de l'eau dans la tranchée a provoqué l'assèchement du sol sous les fondations de ce bâtiment dans la ville d'Oued Zem. Cela provoqua le tassement localisé du sol et de la fondation du bâtiment et l'apparition d'une large fissure dans le mur du bâtiment (Fig. 44).



Figure 44. Tassement différentiel du terrain au dessous de la fondation d'un mur (Oued Zem)

Un tassement peut aussi se produire quand le sol est dans un état d'humidité excessif et qu'il perd une partie de sa résistance structurelle, ce qui réduit sensiblement ses caractéristiques mécaniques (module d'Young  $E$ , cohésion  $c$ , angle de frottement interne  $\varphi$ ). Cela peut se produire sous des fondations superficielles situées dans la zone de saturation du sol par les eaux de pluie.

La figure 45 montre le tassement catastrophique d'un bloc de la station de pompage de la ville de Garb, où l'on voit que la profondeur d'encastrement de la fondation n'était pas suffisante et que sa base était pratiquement au niveau de la couche de sol saturée et délavée.



Figure 45. Tassement différentiel du terrain sous les fondations d'une station de pompage (SP13, Garb)

Le tassement du sol lors de son assèchement peut avoir un caractère localisé, comme on le voit sur la figure 46, ou concerner une surface plus importante, comme on le voit sur la figure 47.



Figure 46. Tassement différentiel du terrain au dessous d'une fondation (Fès)

Dans ce dernier cas, un vide s'est d'abord formé entre la dalle et les marches sous l'effet des variations de température, puis une grande quantité d'eau a pénétré sous la dalle. Au début, cela a provoqué un gonflement du sol et le soulèvement de la dalle en béton en augmentant le vide entre la dalle et les marches. Une grande

fissure s'est alors développée dans la dalle elle-même (dans l'angle inférieur droit de la photographie) et cette fissure a permis à l'eau de pénétrer encore plus sous la dalle dans le sens de la pente.

L'évaporation intense de l'eau pendant les périodes chaudes de l'année, où la surface de la dalle peut atteindre des températures de 60 à 65°C et où l'eau peut s'évaporer librement par l'ouverture formée entre la dalle et les marches, a desséché le sol, qui a subi des déformations de retrait. Ainsi se développe un processus cyclique de gonflement du sol pendant la période humide de l'année et de retrait pendant la période chaude et sèche, ce qui accroît la dégradation de la dalle de protection.



Figure 47. Tassement différentiel du terrain sous une dalle en béton (Fès)

Les déformations des bâtiments et ouvrages sur sols gonflants ne sont pas limitées aux phénomènes de gonflement ou de retrait des sols.

Si les bâtiments sont construits en totalité ou en partie sur des remblais en argiles gonflantes à l'état sec et mal compactées, mais dont la résistance structurelle, où les liaisons de cristallisation et de cimentation jouent le rôle principal, a été reconstituée, les sols de fondation peuvent posséder une résistance suffisante pour supporter des charges élevées. Dans ce cas, le bâtiment possèdera une stabilité suffisante.

Ceci étant, si la densité de l'argile déstructurée compactée est comprise dans l'intervalle de 0,85 à 1, il ne se produira pas de gonflement du sol lors de son humidification (SoroChan, 1989). Toutefois, un autre risque existe dans ce cas : il est possible que le sol subisse un affaissement de grande ampleur lors de son humidification par suite de la destruction de sa résistance structurelle par dissolution des sels dans l'eau.

Il est connu que le processus de gonflement du sol se développe au cours du temps. En fonction des propriétés du sol et de son état de densité et de teneur en eau, le processus de gonflement peut se développer avec des vitesses différentes dans les directions verticale et horizontale. Ces vitesses dépendent de la capacité du sol à absorber de l'eau et créent des pressions de gonflement différentes dans ces deux directions.

Il faut pour cette raison distinguer les zones actives du sol argileux dans les directions verticale et horizontale à partir de la source d'humidification. L'étendue de ces zones dépend de la durée de l'humidification et de la vitesse de déplacement du front de gonflement dans les directions verticale et horizontale.

Lorsque de fines couches de sables sont intercalées dans les dépôts d'argile, ce qui se produit souvent lors de la sédimentation simultanée de particules d'argile et de sable, la vitesse d'imbibition du sol dans la direction horizontale est plus grande que dans la direction verticale. Mais, dans de nombreux cas, les vitesses de propagation du front de gonflement du sol dans les directions verticale et horizontale peuvent être pratiquement égales.

Lorsque des ouvrages de soutènement sont construits dans des sols gonflants, la pression horizontale du sol sur l'ouvrage peut atteindre des valeurs élevées, qui provoquent souvent la rupture de ces ouvrages.

La figure 48 montre un fragment du mur de soutènement de l'Office National des Eaux (ONE) à Ouarzazate qui entoure un massif de fleurs disposé au dessus de la surface du sol. L'humidification de ce massif de sol provoque l'augmentation de la pression horizontale du sol, qui est responsable de l'ouverture des fissures dans les parois en béton armé (Figure 48a). La coupe du mur est représentée sur la figure 48b. Ce type de structure est destiné à plus ou moins long terme à subir des désordres car les racines des plantes ne sont pas capables de retenir l'eau en surface et de l'empêcher de s'accumuler au fond du bac, en créant à la fois une pression hydrostatique sur le mur et des pressions de gonflement de l'argile.

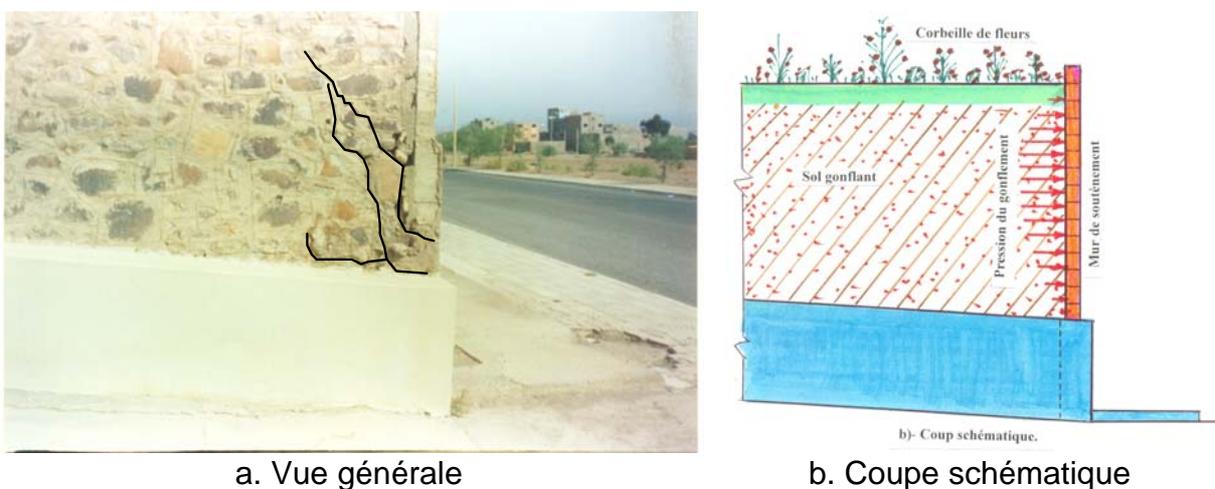


Figure 48. Rupture d'un mur de soutènement (ONE, Ouarzazate)

## 2.4 Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants

Pour assurer la stabilité, la résistance et une exploitation satisfaisante des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants, il convient de respecter les dispositions principales suivantes.

1. protéger le sol de toute humidification ;
2. traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable ;
3. encastrer partiellement les fondations dans le sol gonflant mais en s'appuyant sur une couche de sol gonflant qui provoque un soulèvement admissible du bâtiment en cas d'humidification ;
4. effectuer une substitution totale ou complète du sol gonflant par un matériau à structure stable. La substitution peut se faire dans les conditions du point 3 ;
5. utiliser des fondations sur pieux de différents types, traversant ou non la couche de sol gonflant ;
6. mettre en œuvre des types de fondations spéciaux.

La protection des sols contre l'humidification est une mesure prophylactique. Lorsque l'on recourt à cette solution, il faut garder à l'esprit que le bâtiment pourra être exploité aussi longtemps que ces dispositions constructives sont efficaces. Si le sol est humidifié pour une raison ou une autre, l'exploitation du bâtiment deviendra impossible.

La protection des sols contre les précipitations atmosphériques est en général réalisée en réalisant un trottoir bétonné autour du bâtiment et, si nécessaire, en bétonnant la surface du terrain à l'entour. Il ne faut pas laisser les dalles s'écarter des fondations, comme on l'a vu sur les figures 23 et 47. Afin d'empêcher les dalles de se séparer des fondations, Chen (1975) propose de placer une feuille d'acier entre le perré (trottoir) et la fondation du bâtiment (Figure 49a) ou bien d'encastrer la dalle de béton dans les murs porteurs du bâtiment (Figure 49b).

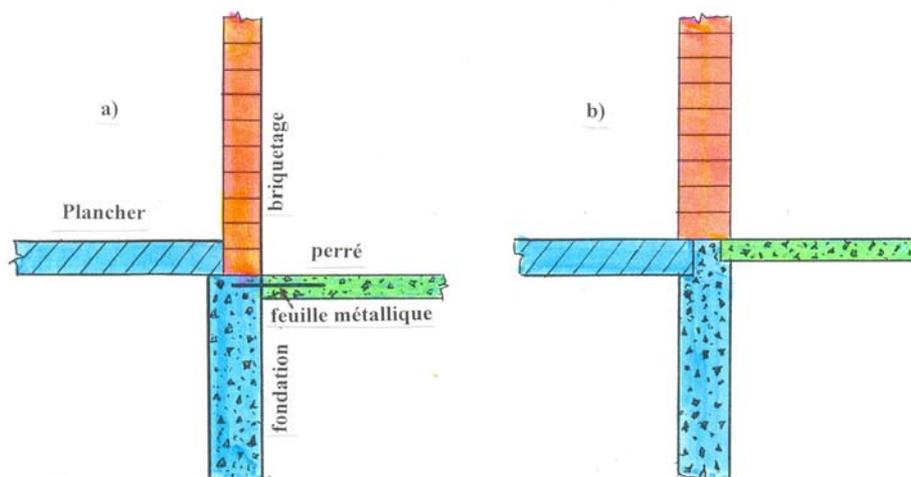


Figure 49. Dispositions constructives pour la superstructure et le perré d'un bâtiment (Chen, 1975).

La protection des sols contre l'humidification consiste à empêcher les eaux de pluie et les eaux usées de pénétrer dans le sol, à les transporter et à mettre en oeuvre un système de contrôle de l'état des ouvrages de conduite d'eau. À cette fin, on doit organiser l'implantation optimale des bâtiments et ouvrages dans le territoire à aménager. La planification et l'implantation des constructions doit utiliser les voies d'écoulement naturel de l'eau que l'on doit évacuer en dehors de la zone par un réseau d'évacuation d'eau permanent. Les ouvrages tels que les réservoirs, les bassins de différents types, les jardins décoratifs, etc., ainsi que les ouvrages abritant des procédés technologiques à base d'eau doivent être placés dans les zones basses. Il faut mettre en oeuvre autour des constructions des revêtements imperméables à l'eau. Il est souhaitable de placer les plantations décoratives dans des bassins spéciaux et étanches pour pouvoir les arroser sans humidifier le sol gonflant à l'entour (Figure 50).

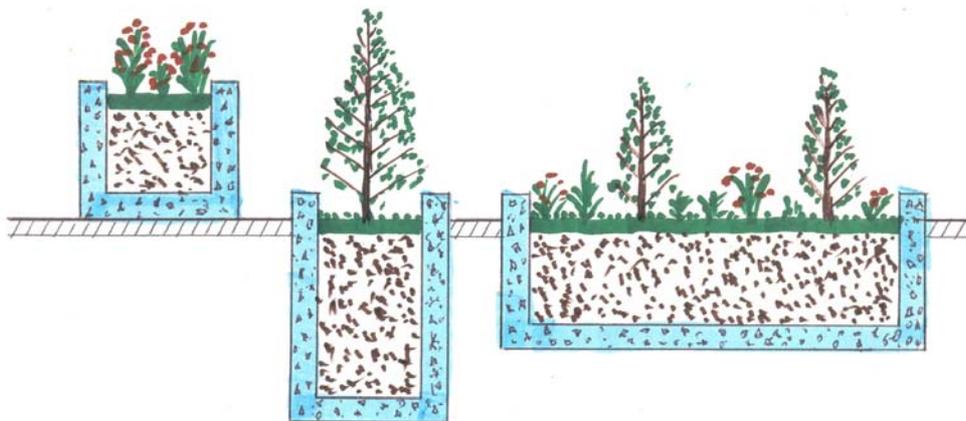


Figure 50. Plantations décoratives sur sols gonflants

Une attention particulière doit être accordée à la disposition correcte et à l'étanchéité des canalisations et à leur contrôle. Les canalisations et autres systèmes de conduite d'eau doivent être placés dans des fourreaux et des canaux spéciaux qui doivent être contrôlés en permanence. En cas de besoin, il faut prévoir des moyens d'évacuation d'eau de secours.

Lors de la construction de bâtiments et ouvrages sur les sols gonflants, il est indispensable d'utiliser des structures peu sensibles aux déformations différentielles de gonflement et de tassement.

Les fondations sous les bâtiments à murs porteurs doivent être de type « semelle filante ». Il est déconseillé de construire des fondations isolées. Le type et la structure des fondations doivent être coordonnés avec la structure du bâtiment, afin de limiter au maximum les déplacements relatifs des différentes parties de la structure et de limiter les effets sur l'exploitation de la construction. Si les dimensions du bâtiment ou de l'ouvrage en plan sont importantes, il doit être divisé par des joints de dilatation et des joints de tassement en parties de formes géométriques simples.

Il faut tenir compte dans la conception des structures de la construction de l'apparition possible de moments fléchissants, efforts tranchants et flèches dans les poteaux, les poutres, les dalles et les murs. Il faut pour cela partir de l'un des principes suivants :

- donner une rigidité maximale à la construction, pour qu'elle soit capable d'égaliser les mouvements différentiels du sol. Si l'on ne peut donner au bâtiment global la rigidité souhaitée, il faut le diviser au moyen de joints de tassement en parties suffisamment rigides ;
- diminuer la rigidité de l'ouvrage, qui doit être renforcée par des éléments spéciaux assurant sa stabilité à la flexion sur des appuis à tassements non uniformes.

Dans de nombreux cas, il est recommandable d'armer la maçonnerie en briques en plaçant des armatures entre les joints des briques ou des blocs sur tout le périmètre du bâtiment.

## 2.5 Conclusion

L'analyse du comportement des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants a montré que la non observation des exigences concernant la construction sur les sols à structure instable conduit à des déformations dangereuses des fondations, à l'apparition de multiples fissures dans la partie hors-sol des bâtiments et même à l'impossibilité de les exploiter.

Même quand on respecte ces exigences dans les projets de constructions sur sols gonflants, la mauvaise qualité de l'exécution des travaux produit souvent des résultats insatisfaisants.

Les variations journalières et annuelles des températures exercent une forte influence sur l'efficacité des dispositifs de protection contre les précipitations atmosphériques.

L'humidification des sols sous les fondations des bâtiments a deux origines principales :

- l'humidification du sol à partir de la surface, du fait des précipitations atmosphériques,
- l'humidification du sol depuis l'intérieur du massif, à cause de fuites dans les canalisations.

L'eau qui pénètre dans le sol peut se déplacer horizontalement dans le sens de la pente de la couche d'argile. La migration de l'eau est facilitée par la présence dans le massif de sols de sels facilement solubles et les distances atteintes peuvent être importantes et présenter un certain danger pour les bâtiments voisins.

La rupture des bâtiments peut se produire selon deux schémas principaux :

- rupture périphérique dans le cas où les parties extrêmes des fondations se soulèvent ;
- rupture centrale dans le cas où le gonflement du sol et le soulèvement des fondations se produisent dans sa partie centrale.

Les sols argileux secs que l'on trouve dans les régions à climat aride absorbent très activement l'eau et la laissent difficilement partir par évaporation. Pour cette raison les conséquences de la pénétration dans le sol de grandes quantités d'eau peuvent être très dangereuses car le processus de gonflement est relativement rapide.

## Chapitre 3

# Modélisation du comportement des fondations sur semelle filante dans un massif de sol gonflant

- 3.1 Introduction
- 3.2 Modèles mécaniques des fondations sur sols gonflants
- 3.3 Modèles de comportement des sols gonflants lors de la saturation
- 3.4 Module de réaction des sols gonflants
- 3.5 Particularités du comportement des fondations lors de l'humidification différentielle des sols
- 3.6 Détermination des efforts internes dans une semelle filante lors de l'humidification périphérique du sol gonflant à partir de la surface
- 3.7 Détermination des efforts internes dans une semelle filante lors de l'humidification du sol gonflant au-dessous du centre de la fondation
- 3.8 Conclusions

### 3.1 Introduction

Comme cela a déjà été indiqué plus haut, le gonflement ou le retrait des sols argileux dépend des variations de la quantité d'eau qui se trouve dans le massif de sol.

Nous avons posé dans le chapitre 1 deux hypothèses principales qui expliquent le mécanisme de pénétration de l'eau entre les particules du sol.

À la première hypothèse se rattache la théorie capillaire de Terzaghi, selon laquelle les forces de tension superficielle qui agissent entre les parois capillaires des pores et l'eau, forment des ménisques d'eau courbes, qui attirent les particules l'une contre l'autre et sont concaves en direction des capillaires, tandis que des pressions capillaires négatives se développent à l'intérieur du liquide (Philipponnat et Hubert, 2002). Le déplacement de l'eau dans les capillaires sous l'effet de cette pression se poursuit jusqu'à ce que la pression hydrostatique de la colonne de liquide soit égale à la valeur de la pression capillaire. Lorsque le sol n'est pas saturé d'eau, le déplacement de l'eau se produit non seulement sous l'action des forces capillaires mais aussi sous l'action des forces osmotiques et d'adsorption, qui apparaissent dans les pores du sol.

Selon la seconde hypothèse, le gonflement du sol se produit du fait de la capacité des particules d'argiles d'adsorber de l'eau, qui ne pénètre pas seulement dans l'espace interparticulaire mais aussi à l'intérieur du réseau cristallin, dont la densité est supérieure à la densité moyenne du sol.

La valeur de la déformation volumique du sol qui est produite par l'écartement mécanique des particules argileuses dû à l'augmentation de l'épaisseur de l'enveloppe aqueuse est directement liée au volume d'eau qui participe à ce processus. Cependant, la déformation volumique du sol dépend non seulement de sa teneur en eau volumique, mais aussi de la teneur en eau initiale et de la pression extérieure appliquée au sol.

Ceci étant, en règle générale, on étudie le problème unidimensionnel du gonflement des sols gonflants, en faisant une série d'hypothèses. On admet que :

- le sol est homogène horizontalement et que son gonflement est uniforme dans la direction verticale ;
- il n'y a pas de déformations de cisaillement entre les différentes particules du sol gonflant ;
- le sol ne se déforme pas dans les deux autres directions.

En cas d'humidification unidimensionnelle du sol sur une grande surface (pluies, inondations, accidents, etc.), cette hypothèse peut être considérée comme justifiée d'un point de vue pratique et l'on peut déterminer le soulèvement du sol en partant d'essais de gonflement à l'œdomètre en tenant compte de la contrainte verticale de compression.

Dans cette étude, l'influence des trois composantes de la pression normale sur la grandeur de la déformation de gonflement n'est pas prise en compte. Cependant, les sols argileux réels possèdent dans la plupart des cas une anisotropie de perméabilité et leurs déformations de gonflement sont différentes dans les trois directions de l'espace. De plus, la déformation de gonflement des sols argileux est un processus qui se développe au cours du temps, ce qui fait que l'amplitude et la vitesse de ces déformations peuvent avoir une influence majeure sur le fonctionnement de la fondation et des structures porteuses de la construction.

Négliger les déformations de cisaillement entre les particules du sol gonflant en cas de distribution irrégulière de la teneur en eau peut aussi conduire à des erreurs significatives lors du calcul des structures à construire sur les sols gonflants.

### 3.2 Modèles mécaniques des fondations sur sols gonflants

Les premières publications traitant de méthodes de calcul des fondations sur sols gonflants étaient empiriques et portaient des travaux de Rigby et Dekena (1951), Salas et Serratos (1957) et Dawson (1953, 1959).

En 1959, la commission américaine pour les recherches dans le domaine de la construction (Building Research Advisory Board, « BRAB ») a présenté une méthode de calcul (BRAB, 1959) fondée sur les études de Dawson (1953, 1959). Par la suite, cette méthode de calcul a été améliorée plusieurs fois (BRAB, 1962 ; 1968).

Dans cette méthode, la fondation est représentée sous la forme d'une poutre à une seule travée, appuyée sur deux appuis dans le cas du gonflement des sols de fondation sous les bords de la fondation, et sous forme d'une poutre en console si le gonflement du sol se produit sous le centre de la fondation. Dans les deux cas, la réaction du sol est supposée uniformément répartie sur la surface de contact du sol et de la poutre, qui ne représente qu'une partie de la surface totale de la semelle de la fondation.

D'après cette méthode de calcul, les efforts internes dans la poutre (moment fléchissant  $M$ , effort tranchant  $Q$ ) et sa flèche ( $y$ ) peuvent être déterminés au moyen des formules classiques de la résistance des matériaux :

- dans le cas du gonflement uniforme du sol sous les deux extrémités de la poutre (en cas d'humidification périphérique)

$$M = \frac{kg l^2}{8(1-c)} ; Q = \frac{kg l^2}{2(1-c)} ; y = \frac{5kg l^4}{384EI(1-c)} ; \quad (3.1)$$

- dans le cas du gonflement du sol sous le milieu de la fondation, seule change la formule de la flèche de la poutre :

$$y = \frac{kg l^4}{128EI(1-c)} \quad (3.2)$$

Dans ces formules, on utilise les notations suivantes :

- g - charge extérieure uniformément répartie, transmise à la fondation par l'ouvrage (kN/m),
- k - coefficient empirique corrigeant les valeurs cherchées ;
- l - largeur de la fondation,
- c - indice d'appui, déterminant la part de la surface de la fondation en contact avec le sol,
- EI - inertie (rigidité à la flexion) de la fondation.

Le coefficient empirique sans dimension k était déterminé sur la base d'essais de chargement de fondations réelles en place réalisés aux Etats-Unis et en Afrique du Sud, avec des durées d'observation de quelques années. Ces observations ont conduit à proposer une méthode de détermination du paramètre k en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$  d sol et de l'indice d'appui c.

Le service national météorologique des Etats-Unis (US National Weather Service) a proposé, sur la base des données de 122 stations météorologiques, de déterminer la valeur de « c » en fonction de l'indice de plasticité  $I_p$ , de l'amplitude potentielle du gonflement volumique du sol ( $\epsilon_{vp}$ ), de l'indice de gonflement et d'un facteur climatique  $C_w$  dépendant de la durée des périodes de sécheresse (Figures 51 et 52 ; Chen, 1975).

La méthode empirique BRAB est assez simple et peut être utilisée pour faire l'évaluation préalable des conditions de construction dans une région et choisir le mode de construction d'un bâtiment. Elle permet, à partir d'essais de laboratoire très simples et avec une incertitude connue, d'estimer les effets des sols gonflants dans les différentes régions des Etats-Unis d'Amérique.

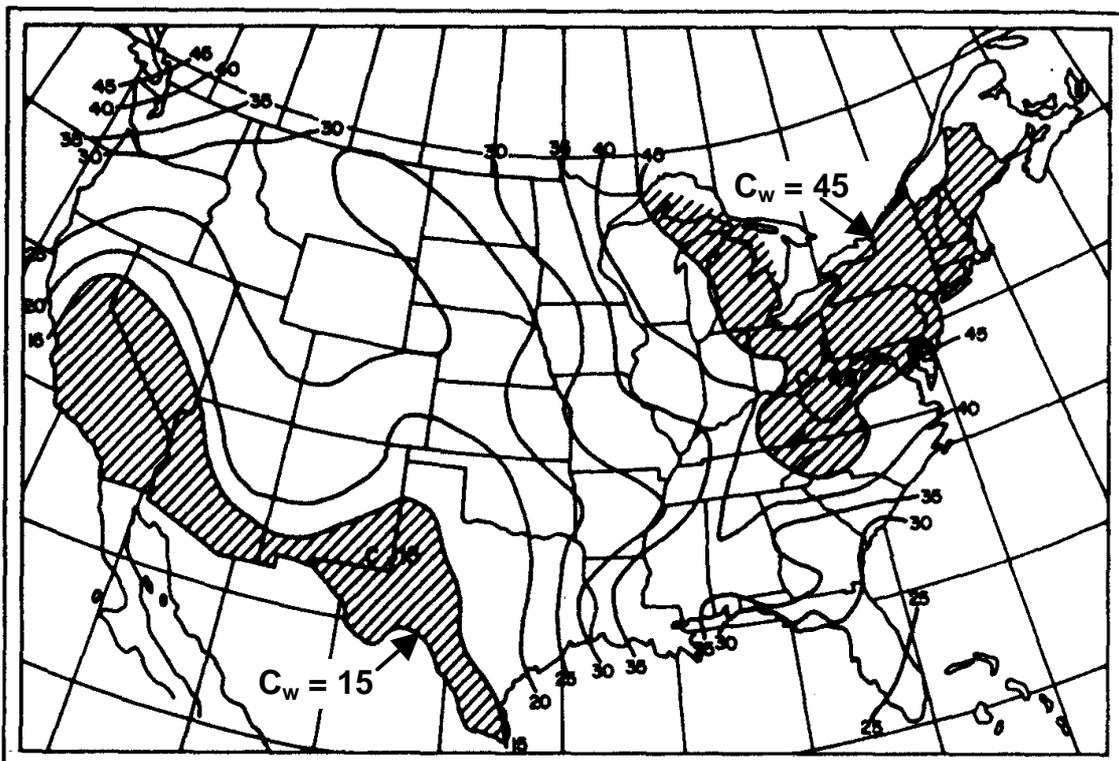


Figure 51. Facteur climatique  $C_w$  pour les États-Unis d'Amérique (US Federal Housing Administration)

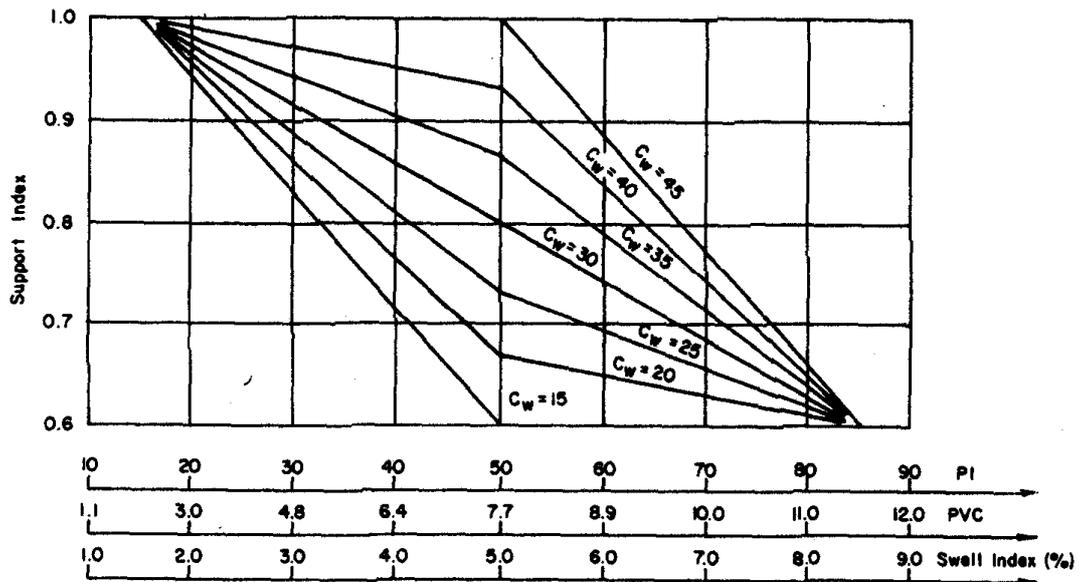


Figure 52 Indice d'appui  $c$  en fonction de  $C_w$  (US Federal Housing Administration)

De nombreuses études effectuées par différents auteurs ont confirmé que la surface horizontale des sols argileux prend une forme incurvée lorsque le sol est inondé et gonfle (Lytton et Meyer, 1971 ; Lytton, 1971 ; Sazhin, 1969 ; Williams, 1991 ; Pellissier et Williams, 1991a,b ; Chen, 1975 ; Mustafaev, 1989 ; et d'autres). La forme de la déformation de la surface dépend du mode d'humidification, de la position de la source d'eau, de l'intensité et de la durée de l'humidification et des propriétés des sols gonflants.

L'intensité et la distribution des efforts internes dans la fondation et dans les parties souterraines du bâtiment ou de l'ouvrage dépendent sensiblement de la vitesse de gonflement et de la géométrie qu'acquiert la surface du sol pendant le gonflement. Le gonflement uniforme du massif de sol ne crée pas d'efforts supplémentaires dans les structures. Le gonflement inégal du sol, qui provoque un soulèvement de la surface en forme de dôme, présente un caractère dangereux car il produit des efforts internes non uniformes et des déformations supplémentaires dans les structures des fondations et des éléments porteurs des structures. C'est pourquoi la prévision des déformations de gonflement de la surface des massifs de sols fait l'objet d'études spéciales.

Les études expérimentales réalisées dans la ville de Kertsh (Russie) par Sazhin (1969) et Mustafaev (1989) ont montré que, quand on s'éloigne d'une source d'humidification localisée (un puits de 8 m de profondeur), le soulèvement de la surface du massif de sol diminue de façon continue et devient négligeable à une distance de 16 m. La courbe expérimentale obtenue par ces auteurs est représentée sur la figure 53 (Courbe 1).

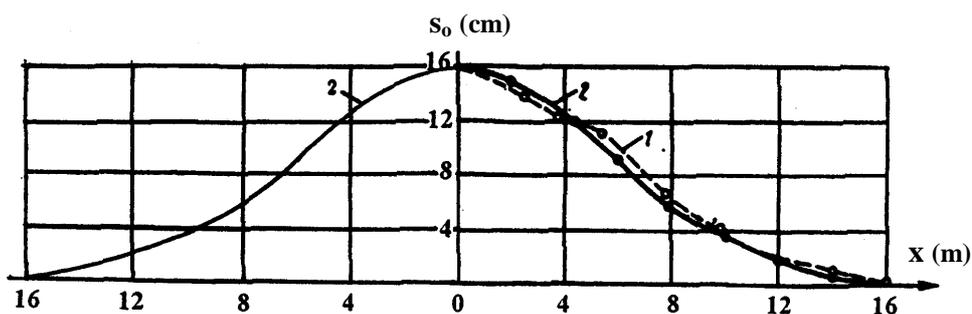


Figure 53 Relation entre le déplacement vertical  $s_0$  du sol et la distance horizontale  $x$  de la source d'eau (1 - courbe expérimentale ; 2 - courbe théorique)

Sazhin a proposé de décrire la forme de la courbe de soulèvement de la surface du sol en fonction de la distance à la source d'eau par l'équation :

$$s(x) = s_0 \exp[-(ax)^2] \quad (3.3)$$

où  $s(x)$  est le soulèvement du sol à la distance  $x$  du centre de la source d'eau,  $s_0$  est le soulèvement du sol au centre de la source d'eau et  $a$  est un coefficient empirique [ $m^{-1}$ ] dépendant des dimensions de la source d'eau.

Lors d'une expérience réalisée en Afrique du Sud où la surface du sol gonflant était couverte par une membrane plastique circulaire imperméable de 7,3 m de diamètre, la surface du massif de sol a pris la forme représentée sur la figure 54 (De Bruijn ; 1965 ; Lytton, 1971). L'analyse des nombreuses expérimentations réalisées sur le terrain par Lytton et Meyer (1971), Lytton (1971), Williams (1991a,b), Pellissier et Williams (1991), Chen (1975), Mitchell (1988) et d'autres montre aussi que le profil de gonflement du sol représenté sur la figure 54 caractérise la forme la plus fréquente des déformations de la surface.

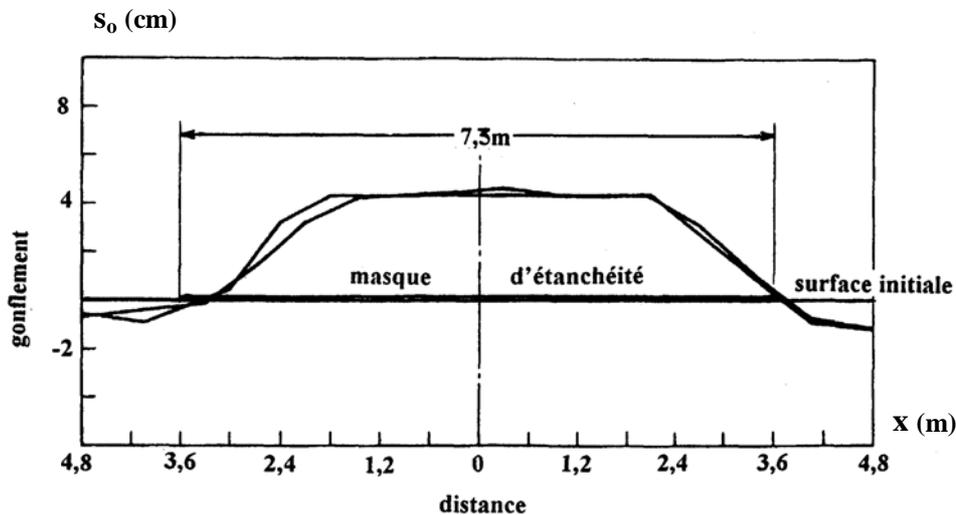


Figure 54 Géométrie de la surface d'un massif de sol gonflant partiellement couvert par une membrane circulaire

Lytton et Meyer (1971) notent qu'il existe deux formes principales de déformations du massif de sol :

- le gonflement sous le centre de la fondation, dû à l'infiltration d'eau à partir de canalisations ;
- le gonflement sous les bords de la fondation, dû à l'accumulation d'eaux de pluie autour de la fondation et à leur infiltration.

L'observation du comportement de bâtiments construits sur des sols argileux gonflants a conduit Lytton à recommander de déterminer la forme des déformations de la surface du sol au moyen de la formule empirique suivante :

$$y(x) = cx^m \quad (3.4)$$

où  $y(x)$  est la distance verticale de la semelle de la fondation à la surface du dôme de gonflement au point  $x$  [c'est-à-dire  $s_{max} - s(x)$ ],  $c$  est un coefficient empirique dépendant des propriétés du sol gonflant et de dimension [ $L^{1-m}$ ],  $x$  est la distance horizontale du point le plus élevé du dôme de gonflement du sol ( $s_{max}$ ) au point considéré,  $m$  est un coefficient empirique traduisant la forme de ce dôme, qui dépend de la longueur  $L$  de la fondation et de la profondeur  $H$  de la zone active du sol gonflant et prend des valeurs comprises entre 2 et 20.

Lytton et Meyer admettent l'existence d'une partie en console sur les bords de la fondation, sans contact avec le sol (Figure 55).

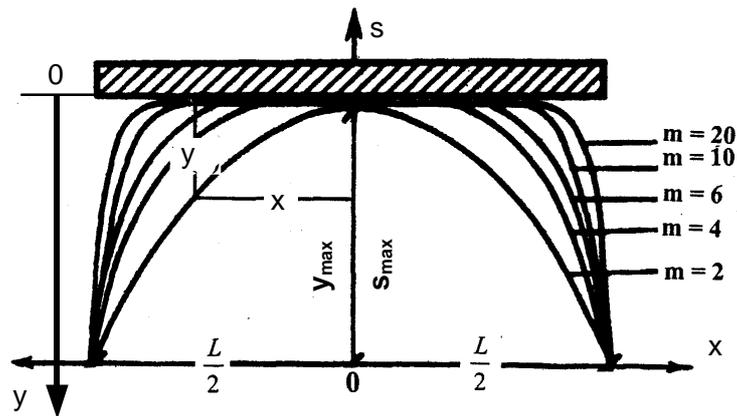


Figure 55 Géométrie du dôme de gonflement

Dans l'équation (3.4), l'augmentation de  $m$  fait diminuer la longueur de la partie en console aux extrémités de la fondation, ce qui limite la valeur du moment de flexion et permet de diminuer les dimensions de la fondation.

D'après Lytton et Meyer (1971), compte tenu de l'équation (3.4) du dôme de gonflement du sol, le calcul d'une fondation assimilée à une poutre posée à la surface d'un massif de sol gonflant prend la forme de la résolution de l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left( EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{d}{dx} \left\{ GB \frac{d}{dx} [w - y(x)] \right\} + kB[w - y(x)] = q \quad (3.5)$$

où  $B$  est la longueur de contact de la fondation,  $G$  est le module de cisaillement du sol,  $w$  est la flèche de la poutre,  $k$  est le module de réaction du massif de sol et  $q$  est une pression externe uniformément répartie sur la poutre.

Pour développer la méthode de calcul des semelles filantes assimilées à des poutres reposant sur un massif élastique, les auteurs ont utilisé le modèle à deux paramètres de Vlasov et Leontev (1966), représenté sur la figure 56c.

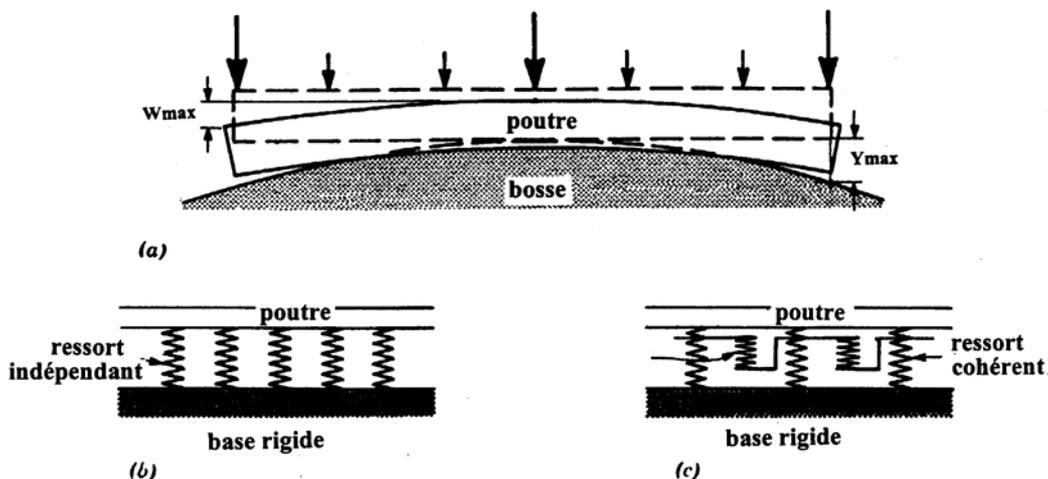


Figure 56 Modèle de calcul de la poutre de fondation :  
 a. déformation de flexion de la poutre,  
 b. modèle de Winkler ; c. modèle de Vlasov et Leontev

D'après ce modèle, les déformations du sol de fondation sont caractérisées par deux paramètres, le module de réaction du sol  $k$ , qui exprime la proportionnalité de la réaction verticale du sol et de son tassement (modèle de Winkler), et le module de cisaillement du sol  $G$ .

Pour la résolution de cette équation, comme dans la méthode BRAB, Lytton et Meyer (1971) prennent en compte deux situations caractéristiques d'humidification du sol : par la périphérie et par le centre. La figure 57 présente la distribution des moments fléchissants, des efforts tranchants et de la pression de contact avec le sol dans ces deux cas.

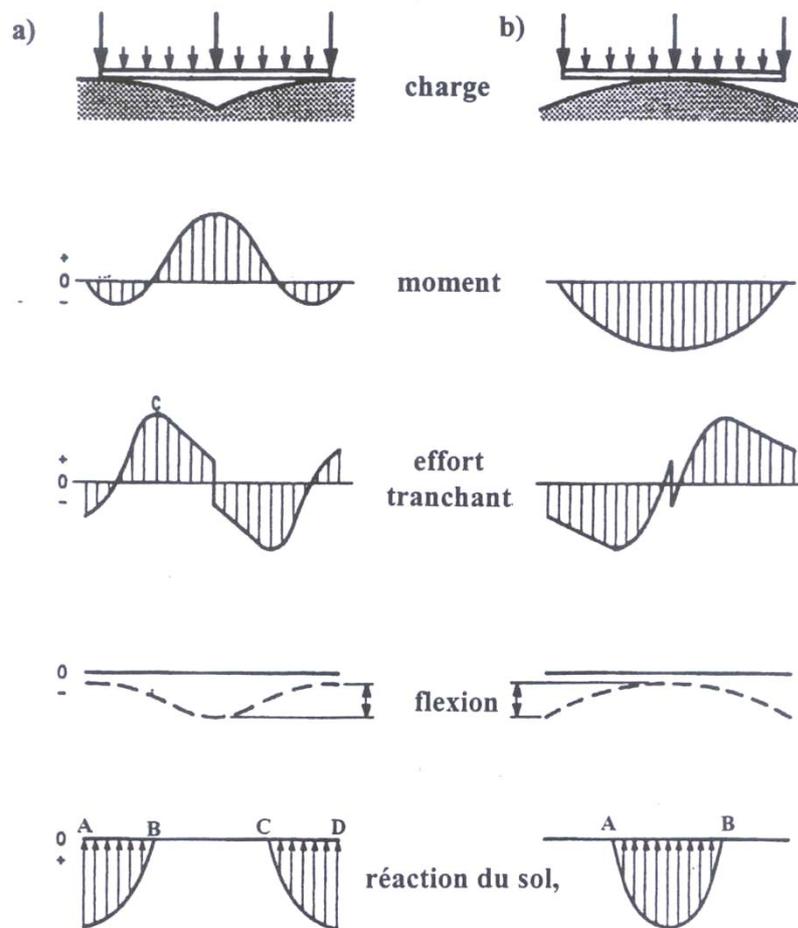


Figure 57 Comportement de la poutre de fondation sous l'action des actions extérieures  
a. Humidification du sol sur les bords ; b. Humidification du sol au centre.

En plus de l'hypothèse sur la linéarité de la déformabilité du sol, il est aussi admis que le module de réaction  $k$  du sol, le module de cisaillement  $G$ , la rigidité  $EI$  de la poutre et la charge externe appliquée sont constants sur la longueur de la poutre. Dans ces conditions, tous les coefficients de l'équation différentielle (3.5) sont constants et le problème peut être résolu sous forme explicite.

Un peu plus tard, Lytton et Woodburn (1973) ont proposé une forme plus générale de l'expression (3.4) :

$$s(x) = c(x - a)^m \quad (3.6)$$

Dans ce cas, en modifiant la valeur de  $a$  on peut obtenir différentes formes de dômes de gonflement sous la fondation. Pour  $a=0$ , le dôme de gonflement est situé sous le bord gauche de la fondation (Figure 58a). Pour  $a=L$ , le dôme de gonflement est situé sous le bord droite de la fondation (Figure 58b). Pour  $a=0,5L$ , le gonflement du sol se produit de

façon symétrique au centre de la fondation (Figure 58c). Dans la mesure où la valeur de  $x$  peut être inférieure à la celle de  $a$ , le paramètre  $m$  doit nécessairement être un nombre pair, ce qui a conduit à recommander de choisir des entiers pairs compris entre 2 et 20.

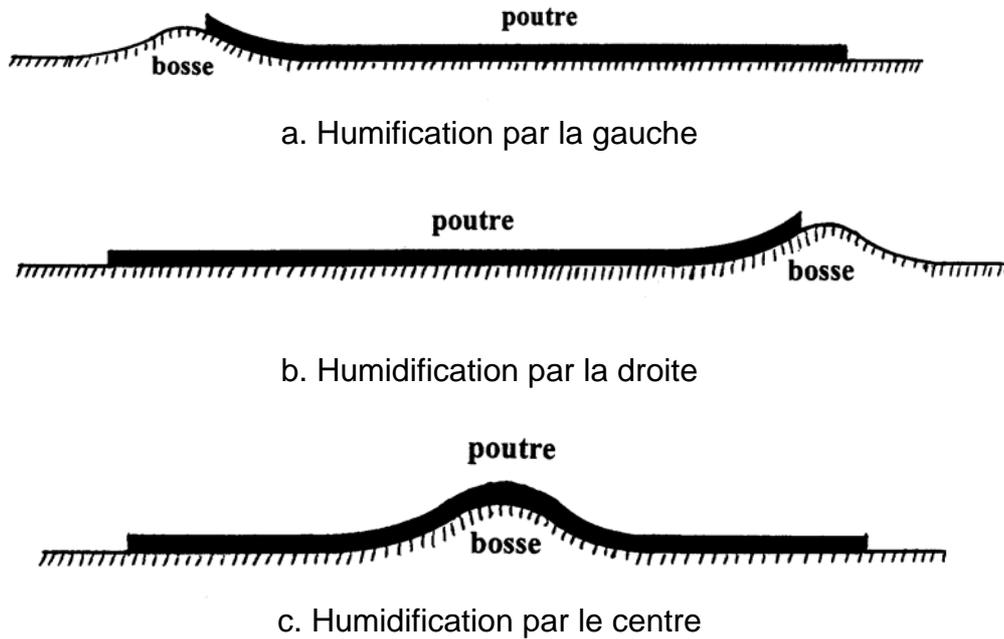


Figure 3.8 Comportement d'une poutre de fondation sur sol gonflant

Par la suite, les idées de Lytton et Meyer (1971), Lytton (1972) et Lytton et Woodburn (1973) ont été utilisées par Pidgeon (1980a, b), Holland (1981) et Williams et al. (1985) et cette série de travaux a conduit au développement de la méthode empirique UDM (Universal Design Method) (Pidgeon, 1988).

D'après cette méthode, une poutre de fondation de longueur limitée, chargée de façon uniforme, coupe la partie supérieure du dôme de gonflement du sol et il se forme une surface de contact entre le sol et la fondation (Figure 59) sur laquelle on admet que la pression de réaction est aussi uniforme (Figure 60). On admet aussi que les extrémités de gauche et de droite de la poutre de fondation ne sont pas en contact avec le sol.

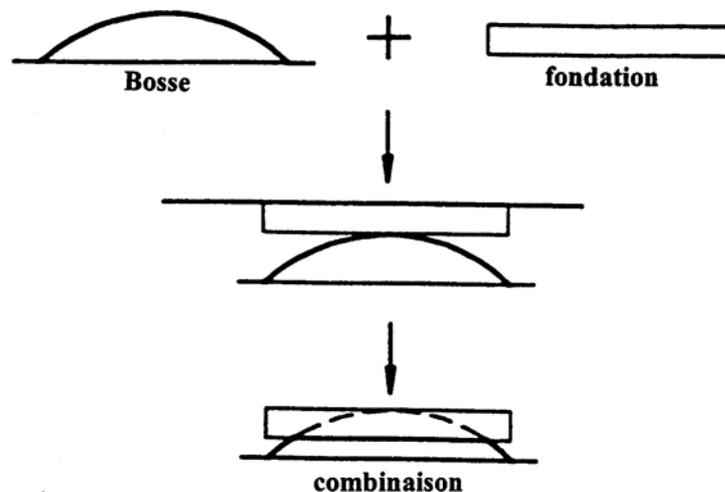


Figure 59 Comportement d'une fondation reposant sur un dôme de gonflement

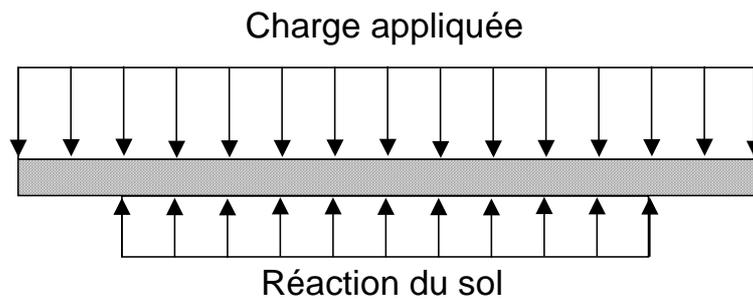


Figure 60 Modèle de calcul d'une fondation de longueur limitée reposant sur un dôme de gonflement

On peut aussi trouver une utilisation de l'idée de dôme de gonflement dans les travaux de Sazhin (1969), Walsh (1974), Mitchell (1984, 1986, 1988) et d'autres auteurs, qui diffèrent par la forme de l'équation de la surface du dôme de gonflement et par l'équation de la flèche de la poutre de fondation.

Pour la résolution du problème de la poutre (semelle filante) reposant sur un sol élastique, indépendamment du modèle adopté pour le sol de fondation (hypothèse des déformations locales de Winkler ou demi-espace aux déformations linéaires), on part en général de l'équation de la poutre  $w(x)$  ou de l'équation de la réaction du sol  $q(x) = -k w(x)$ , qui se développe à la surface de contact du sol et de la poutre.

Pour la résolution de ce type de problèmes, on utilise le plus souvent une équation différentielle du quatrième ordre qui lie le tassement  $s(x)$  du sol à la flèche  $w(x)$  de la poutre :

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + kb w(x) = bp(x) \quad (3.7)$$

Pour résoudre cette équation de nombreuses méthodes ont été proposées. Parmi ces méthodes, nous retiendrons la « méthode des paramètres initiaux » de Puzyrevskij (1923) et Krylov (1930).

Dans le cas considéré, en l'absence de charge externe répartie,  $p(x)=0$  et l'équation différentielle (3.7) peut être mise sous la forme :

$$\frac{d^4 w(\xi)}{dx^4} + 4w(\xi) = 0 \quad (3.8)$$

Dans le cas où une charge répartie  $p(x)$  est appliquée à la poutre, l'équation (3.8) comporte un second membre qui traduit l'influence de cette charge :

$$\frac{d^4 w(\xi)}{dx^4} + 4w(\xi) = \frac{L_o}{k} p(\xi) \quad (3.9)$$

où  $\xi = x/L_o$  et  $L_o = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$  est la longueur de transfert élastique, qui dépend de la rigidité de la poutre et de celle du sol.

La solution des équations (3.8) et (3.9) peut être présentée sous la forme :

$$w(\xi) = K_1 A(\xi) + K_2 L_o B(\xi) + K_3 L_o^2 C(\xi) + K_4 L_o^3 D(\xi) \quad (3.10)$$

où les coefficients  $K_i$  sont des constantes quelconques et  $A(\xi)$ ,  $B(\xi)$ ,  $C(\xi)$  et  $D(\xi)$  sont des fonctions de la coordonnée réduite  $\xi=x/x_o$ , qui ont pour expressions :

$$\left. \begin{aligned} A(\xi) &= \cosh \xi \cos \xi \\ B(\xi) &= 0,5(\cosh \xi \sin \xi + \sinh \xi \cos \xi) \\ C(\xi) &= 0,5 \sinh \xi \sin \xi \\ D(\xi) &= 0,25(\cosh \xi \sin \xi - \sinh \xi \cos \xi) \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

La méthode des paramètres initiaux consiste à déterminer les constantes  $K_i$  à partir des valeurs de la flèche  $w(\xi)$ , de l'angle de rotation  $\theta(\xi)$ , du moment fléchissant  $M(\xi)$  et de l'effort tranchant  $Q(\xi)$  pour  $\xi=0$  (c'est-à-dire à l'origine des coordonnées, d'où le nom de paramètres initiaux), soit  $w_0$ ,  $\theta_0$ ,  $M_0$  et  $Q_0$ .

Pour  $z=0$ , on a  $A(0)=1$  et  $B(0)=C(0)=D(0)=0$ . On obtient donc :

$$K_1 = w_0 \quad K_2 = \theta_0 \quad K_3 = \frac{M_0}{EI} \quad K_4 = \frac{Q_0}{EI} .$$

La formule (3.11) prend alors la forme suivante :

$$\left. \begin{aligned} w(\xi) &= w_0 A(\xi) + \theta_0 L_0 B(\xi) - \frac{M_0}{EI} L_0^2 C(\xi) - \frac{Q_0}{EI} L_0^3 D(\xi) \\ \theta(\xi) &= \theta_0 A(\xi) - \frac{M_0}{EI} L_0 B(\xi) - \frac{Q_0}{EI} L_0^2 C(\xi) - \frac{4}{L_0} w_0 D(\xi) \\ M(\xi) &= M_0 A(\xi) + Q_0 L_0 B(\xi) + k w_0 L_0^2 C(\xi) + k \theta_0 L_0^3 D(\xi) \\ Q(\xi) &= Q_0 A(\xi) + k w_0 L_0 B(\xi) + k \theta_0 L_0^2 C(\xi) - \frac{4}{L_0} M_0 D(\xi) \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

La solution de ce problème peut être obtenue lorsqu'il existe le long de la poutre un nombre quelconque de forces concentrées et de charges réparties.

Dans la méthode des déformations élastiques généralisées, lorsque l'on utilise l'équation différentielle du quatrième ordre (3.7), la pression de contact du sol sous la poutre est donnée sous forme d'un polynôme du n-ième degré :

$$q(x) = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + \dots + a_n x^n . \quad (3.13)$$

Le problème se réduit à la détermination de la pression de contact  $q(x)$ , introduite dans l'équation d'équilibre des flèches de la fondation et des tassements du sol, déduits de l'équation de Flamand, qui permet de déterminer les coefficients inconnus  $a_i$  (Gorbunov-Posadov, 1949, 1953).

Dans la méthode de Simvulidi (1973), la pression de contact est définie sous la forme :

$$q(x) = a_0 + 2 \frac{a_1}{L} \left( z - \frac{L}{2} \right) + 4 \frac{a_2}{L^2} \left( z - \frac{L}{2} \right)^2 + 8 \frac{a_3}{L^3} \left( z - \frac{L}{2} \right)^3 \quad (3.14)$$

La résolution de l'équation (3.7) avec la fonction (3.14) conduit à déterminer huit constantes, en utilisant deux équations d'équilibre, deux conditions aux limites et quatre conditions de contact de la poutre et du sol : l'égalité de la flèche de la fondation et du tassement du sol (selon Flamand) dans la section d'extrémité gauche, l'égalité de leurs valeurs au milieu de la fondation, l'égalité des surfaces délimitées par les deux courbes de déformation, l'égalité des dérivées initiales des deux fonctions au milieu de la fondation.

Le principe de résolution de ce problème en utilisant des relations différentielles et la réaction du sol de fondation  $q(x)$  comme inconnue, que ce soit avec des relations polynomiales ou d'autres fonctions, nous semble le mieux adapté à l'étude des sols gonflants où la valeur de  $q(x)$ , qui est liée à la pression de gonflement, est le facteur déterminant et doit être déterminée avec la plus grande fiabilité.

Notons que toutes les solutions de poutres sur appui élastique, que l'on utilise le modèle de Winkler ou celui du demi-espace à déformations linéaires, sont fondées sur l'hypothèse du contact entre la poutre et le sol de fondation, qui doit être impérativement respectée.

### 3.3 Modèles de comportement des sols gonflants lors de la saturation

Dans les travaux consacrés au gonflement et au retrait des sols argileux, la prévision du gonflement et du retrait s'appuie sur les variations de leur teneur en eau. Cependant, la déformation volumique du sol dépend non seulement des variations du volume d'eau qu'il contient mais aussi de la pression appliquée au sol et de sa teneur en eau initiale.

Pendant le processus de modification de son état de contrainte, le sol passe par plusieurs phases de déformation (Gromko, 1974 ; Sorochan, 1989 ; Mustafaev, 1989 ; etc.) :

- pendant la construction de la fondation, le sol peut subir un tassement ;
- pendant l'humidification des sols gonflants, lorsque la pression de gonflement dépasse la pression appliquée par l'ouvrage, le massif de sol peut subir un gonflement ;
- si l'humidification continue, les propriétés mécaniques du sol (par exemple E, c et  $\phi$ ) sont moins bonnes et la charge appliquée à la fondation par l'ouvrage peut dépasser la pression de gonflement et provoquer un tassement supérieur à celui de la fondation pendant la construction de l'ouvrage.

Ainsi, lors de la modification de l'état des contraintes dans le massif de sol, il se produit deux déformations opposées, de densification et de gonflement du sol.

Cependant, dans tous les cas, il faut d'abord déterminer la valeur attendue du gonflement libre du sol. Pour cela, des formules empiriques fondées sur les résultats d'essais simples sur le sol en laboratoire ont été proposées.

Holtz et Gibbs (1956) ont indiqué que les résultats de leurs études en laboratoire montraient que l'indice de plasticité  $I_p$  et la limite de liquidité  $w_L$  peuvent être utilisés pour déterminer l'amplitude du gonflement potentiel des sols.

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode empirique de prévision du gonflement du sol:

$$s = MK I_p^{2,44} \quad (3.15)$$

où s est l'amplitude potentielle du gonflement du sol, K est un coefficient constant égal à  $3,6 \cdot 10^{-5}$ , M est un paramètre constant, égal à 60 pour les sols naturels et à 100 pour les argiles reconstituées, et  $I_p$  est l'indice de plasticité.

La valeur du gonflement potentiel peut être déduite également de l'équation :

$$s = K A^{2,44} C^{3,44} \quad (3.16)$$

où C est la teneur (en pourcentage) du sol en particules argileuses de dimensions inférieures à  $2\mu m$ , A est l'activité de l'argile déduite de l'équation  $A = I_p / (C - 10)$  pour les argiles reconstituées et  $A = I_p / (C - 5)$  pour les sols naturels.

Sur la base d'un grand nombre de données expérimentales, Holtz (1959) a proposé la formule empirique suivante pour la détermination du gonflement potentiel des sols :

$$s = B \exp(A I_p) \quad (3.17)$$

avec  $A = 0,0838$  et  $B = 0,2558$ .

Ranganatham et Satyanaryana (1965) ont proposé une formule pour la détermination de l'amplitude potentielle du gonflement en utilisant l'indice de retrait du sol  $I_s$  sous la forme :

$$s = C I_S^{2,67} \quad (3.18)$$

où  $I_S$  est l'indice de retrait ( $I_S = w_P - w_S$ ),  $w_P$  est la limite de plasticité,  $w_S$  est la limite de retrait et  $C$  est un coefficient constant égal à  $C = 41,13$  pour les sols naturels.

Komornik et David (1969) proposent de déterminer l'amplitude potentielle du gonflement du sol au moyen de la formule empirique suivante :

$$s = 0,0229 I_p^{1,95} \frac{C}{w_o} + 6,38 \quad (3.19)$$

où  $w_o$  est la valeur initiale de la teneur en eau dans le sol.

Ces auteurs ont aussi proposé une formule pour déterminer la pression de gonflement d'éprouvettes intactes de sol naturel :

$$\lg p = 2,132 + 0,0208 w_L + 0,000665 \gamma_d - 0,0269 w \quad (3.20)$$

où  $p$  est la pression de gonflement,  $w_L$  est la limite de liquidité,  $\gamma_d$  est le poids volumique du sol sec et  $w$  est la teneur en eau. Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des éprouvettes de sol compactées au préalable jusqu'à atteindre pratiquement la teneur en eau optimale et qui pouvaient gonfler dans la direction verticale.

Dans une autre série d'essais, réalisés pour déterminer la pression de gonflement, tout gonflement du sol était empêché et la contrainte verticale qui se développait dans l'éprouvette était mesurée au moyen d'un dynamomètre à anneau. Sur la base de cette série d'essais, les auteurs ont proposé la formule suivante :

$$p = 0,0358217 I_p^{1,12} \frac{C}{w_o} + 3,7912 \quad (3.21)$$

De nombreuses formules ont été proposées pour déterminer l'amplitude du gonflement potentiel des sols en utilisant l'une ou l'autre des limites d'Atterberg. Mais, comme nous l'avons noté dans le premier chapitre, les limites d'Atterberg sont des caractéristiques très conventionnelles dans la mesure où leur détermination passe par la destruction de la structure naturelle du sol. Ainsi, ces limites représentent les propriétés des pâtes de sols mais ne peuvent refléter complètement les propriétés du sol naturel, dont la structure est intacte. C'est pourquoi, en écrivant des formules empiriques pour déterminer l'amplitude potentielle du gonflement des sols en utilisant les limites d'Atterberg, certains auteurs ont cherché à différencier certains coefficients empiriques en fonction de l'état intact ou remanié du sol.

Les méthodes existantes de prévision de l'amplitude du gonflement ont été analysées par El-Sohby et al. (1995). Citant les travaux de Roa et Smart (1980) et de Snethen (1984), ces auteurs concluent que l'utilisation de ces formules pour prévoir l'évolution des déformations de gonflement d'un sol gonflant n'était pas fiable dans la majorité des cas. La même conclusion a été exprimée par d'autres auteurs comme Gromko (1974), Sorochan (1989), Mustafaev (1989), Lytton et Meyer (1971), Lytton et Woodburn (1973), etc. Cela est d'autant plus vrai que les méthodes citées ci-dessus ne donnent pas de réponse à la question de l'amplitude du gonflement du sol lorsque le sol est chargé par le poids d'un ouvrage.

C'est pour cela que nous nous proposons d'utiliser pour la prévision de l'amplitude de gonflement des sols, au lieu de méthodes empiriques fondées sur des essais de laboratoire très simples, les résultats d'études de laboratoire plus complexes qui reflètent les liens entre les déformations de gonflement du sol et la pression qui lui est appliquée.

En utilisant de telles relations, il est possible de déterminer des paramètres aussi importants pour la pratique que l'amplitude  $s_o$  du gonflement libre du sol et des valeurs intermédiaires de l'amplitude du gonflement correspondant à différentes valeurs de la pression  $\sigma_{ai}$  appliquée au sol.

Ces relations peuvent être obtenues au moyen d'essais uniaxiaux ou triaxiaux mais, dans les deux cas, il est nécessaire d'introduire des coefficients correctifs pour rapprocher le comportement des sols naturels en laboratoire de leur comportement en place.

Il existe plusieurs façons de réaliser de tels essais. Elles peuvent être rattachées à trois méthodes principales d'étude en laboratoire du comportement des sols gonflants :

- dans la première méthode, l'éprouvette de sol intact est humidifiée sans charge jusqu'à ce que son gonflement soit totalement stabilisé, puis cette éprouvette est soumise à une série de charges verticales maintenues constantes jusqu'à la stabilisation complète du tassement à chaque palier. Ces essais permettent de construire une courbe exprimant la relation entre l'amplitude du gonflement du sol et la charge appliquée ;
- dans la deuxième méthode, l'éprouvette de sol intact est chargée jusqu'à la valeur maximale de la charge extérieure appliquée et on attend la stabilisation du tassement sous cette charge. Puis on procède à l'humidification de l'éprouvette, qui provoque le gonflement du sol, qui se stabilise au bout d'un certain temps. Ensuite on diminue par paliers jusqu'à zéro la charge appliquée, en laissant les déformations se stabiliser sous chaque palier. On réalise ainsi le processus inverse de celui de la méthode d'essai précédente ;
- dans la troisième méthode, l'éprouvette de sol intact est chargée jusqu'à une pression donnée  $\sigma_{a1}$ . Après la stabilisation du tassement du sol sous la charge appliquée, l'éprouvette de sol est humidifiée jusqu'à la stabilisation complète du processus de gonflement sous la charge appliquée. On place ensuite dans l'appareil d'essai une nouvelle éprouvette du même sol intact et on lui applique une autre pression  $\sigma_{a2}$  et la même procédure est suivie tout au long de l'essai. On continue ainsi pour toutes les charges prévues dans le programme d'essai.

Les études réalisées par Sorochan (1989) sur différents sols en appliquant ces trois méthodes ont montré que les amplitudes des déformations de gonflement de ces sols

$$\varepsilon = \frac{h_s - h_o}{h_o} \quad (3.22)$$

( $h_o$  – hauteur initiale de l'éprouvette ;  $h_s$  – hauteur de l'éprouvette après gonflement) sont différentes d'une méthode à l'autre.

Les résultats de ces essais sont comparés dans le tableau 8.

Tableau 8 Comparaison des déformations d'un sol gonflant obtenues par différentes méthodes d'essai

Pression $\sigma_{ai}$ (kPa)	Gonflement relatif $\varepsilon$ (%) selon la méthode			$\frac{\varepsilon^1}{\varepsilon^3}$	$\frac{\varepsilon^2}{\varepsilon^3}$
	1	2	3		
0	10	13,6	20	0,5	0,68
50	15,2	5,9	9,6	1,6	0,62
100	14	5	7,2	1,9	0,7
200	11,8	4,6	4,8	2,5	0,94
300	10,2	4,5	4,5	2,3	1

Comme on peut le voir dans le tableau 8, la méthode la plus différente par rapport à la méthode 1 est la méthode 2, que l'auteur considère comme la moins adaptée à la caractérisation des propriétés de gonflement des sols.

D'après Sorochan (1989), il faut utiliser pour la résolution des problèmes pratiques la méthode la plus proche du fonctionnement du sol sous l'ouvrage. Dans la mesure où le gonflement du sol sous un ouvrage se produit en deux phases (tassement lors de la construction de l'ouvrage puis gonflement pendant son exploitation), cet auteur estime que la troisième méthode correspond le mieux au comportement du sol réel sous l'ouvrage et doit donc être la méthode de référence pour la détermination des propriétés de gonflement des sols.

Les méthodes d'essais en laboratoire énumérées ci-dessus sont décrites dans les travaux de Komornik et David (1969) et dans les normes américaines de l'ASTM (D4546-96). Ces documents proposent aussi une quatrième méthode permettant de déterminer la valeur de la pression de gonflement  $\sigma_g$  en bloquant la déformation de l'éprouvette au moyen d'un dynamomètre à anneau et en enregistrant l'augmentation de la pression lors de l'humidification du sol sous déformation nulle.

L'étude en laboratoire des propriétés de gonflement des sols à l'œdomètre ou à l'appareil triaxial donne des informations sur le comportement des sols gonflants lors de leur humidification (avec ou sans charge) dans l'intervalle compris entre  $\varepsilon_g = \varepsilon_{gmax}$  (pour  $\sigma_a = 0$ ) et  $\varepsilon_g = 0$  (pour  $\sigma_a = \sigma_g$ , c'est-à-dire quand le sol se décomprime).

Ce faisant, on ignore le fait que le soulèvement de la surface du sol peut se produire aussi sous  $\sigma_a = \sigma_g$ , à cause du gonflement des couches de sols plus profondes dans lesquelles la somme  $\sigma_v$  des contraintes dues au poids propre du sol et à la pression appliquée par l'ouvrage est inférieure à la pression de gonflement du sol  $\sigma_g$  à la même profondeur, à cause de la diffusion des contraintes dans le sol.

D'un autre côté, comme nous l'avons déjà noté dans le chapitre 1 (Figure 12), il est possible de rencontrer des situations où la charge extérieure dépasse sensiblement la pression de gonflement et la fondation tasse en densifiant le sol, ce qu'il est aussi souhaitable de pouvoir caractériser.

Ainsi, lors du dimensionnement des ouvrages sur sols gonflants, il faut se préoccuper non seulement des conditions d'admissibilité des déformations de gonflement mais aussi des conditions d'admissibilité des déformations de tassement de l'ouvrage étudié. C'est justement dans ce domaine que se trouve la solution optimale pour le dimensionnement des ouvrages sur sols gonflants.

Pour décrire de façon approchée la courbe expérimentale exprimant la relation entre la pression appliquée  $\sigma_a$  et la déformation de gonflement  $\varepsilon_g$ , nous avons proposé la relation simple suivante (Ejjaouani et al., 2000) :

$$\varepsilon_{gi} = \varepsilon_{gmax} \left( 1 - \frac{\sigma_{ai}}{\sigma_g} \right)^m \quad (3.23)$$

Après transformation pour décrire le domaine des déformations négatives, on peut calculer la déformation sous la ligne de déformation nulle ( $\varepsilon_g=0$ ) au moyen de la formule

$$\varepsilon_{gi} = -\varepsilon_{gmax} \left( \frac{\sigma_{ai}}{\sigma_g} - 1 \right)^n \quad (3.24)$$

où

$\varepsilon_{gi}$  (avec le signe +) est la déformation négative de gonflement du sol sous la pression  $\sigma_{ai}$ ,  
(donnée par la formule 3.23),

$\varepsilon_{gi}$  (avec le signe -) est la déformation positive de tassement du sol sous la pression  $\sigma_{ai}$ ,  
(donnée par la formule 3.24),

$\varepsilon_{gmax}$  est la déformation (négative) de gonflement libre du sol (sous  $\sigma_a=0$ ),

$\sigma_g$  est la pression de gonflement,

$m$  est un paramètre de gonflement,

$n$  est un paramètre de tassement.

Les expressions (3.23) et (3.24) décrivent de façon satisfaisante la forme des courbes obtenues dans les essais de laboratoire (Figure 61).

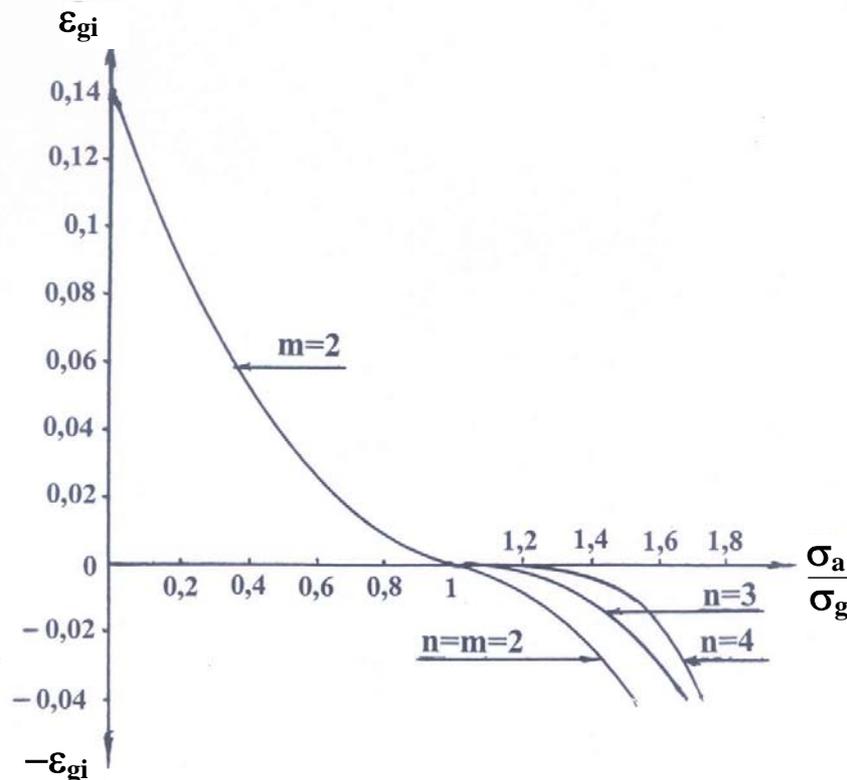


Figure 61 Représentation approchée du gonflement et du tassement du sol en fonction de la charge appliquée

Les conditions aux limites :

- pour  $\sigma_a = 0$   $\varepsilon_g = \varepsilon_{gmax}$ ,

- pour  $\sigma_a = \sigma_g$   $\varepsilon_g = 0$

sont des caractéristiques essentielles des sols gonflants, qu'il faut déterminer avec une bonne précision.

Les exposants  $m$  et  $n$  des équations des courbes de gonflement et de tassement sont déterminés en utilisant les valeurs intermédiaires de  $\varepsilon_{gi}$  et  $\sigma_{ai}$  (choisies pour obtenir la meilleure interpolation possible).

Nos études ont montré que les valeurs de  $m$  et  $n$  sont comprises entre 2 et 4. Cela étant, pour la partie inférieure de la courbe on peut souvent utiliser la valeur maximale  $\varepsilon_{gmax}$  obtenue pour le gonflement sans correction, c'est-à-dire qu'il suffit de modifier la valeur du paramètre  $n$  de la courbe de tassement (Figure 61). Malheureusement, cette question n'a

pas été assez étudiée et le comportement des sols gonflants sous des pressions supérieures à la pression de gonflement  $\sigma_g$  a fait l'objet de peu de commentaires. Cependant, la détermination de la valeur des déformations des sols argileux à l'état saturé sur toute l'épaisseur de la zone active en tenant compte de la pression appliquée par l'ouvrage ( $\sigma_a = \Delta\sigma_v + \gamma z$ ) et des gonflements et tassements du sol est très importante et même indispensable.

### 3.4 Module de réaction des sols gonflants

Le calcul des fondations superficielles reposant sur des sols argileux gonflants en utilisant le modèle des déformations locales du sol (modèle de Winkler) est lié à la détermination du module de réaction du sol saturé.

Dans ce modèle, la réaction du sol de fondation est directement proportionnelle à son tassement au point d'application de la charge  $q(x)$  :

$$q(x) = b k s(x) \quad (3.25)$$

avec  $b$  – largeur de la fondation,  $k$  – module de réaction du sol (kPa/m),  $s(x)$  tassement du sol à la distance  $x$  de l'origine des coordonnées.

L'analyse des modèles de calcul existants pour les fondations assimilables à des poutres (Shakhirev et al., 1997) a montré que le modèle existant le mieux adapté et le plus pratique est le modèle des déformations locales. On peut en trouver confirmation dans le fait que ce modèle a été utilisé dans de nombreux pays pour le calcul des poutres sur appui élastique, de préférence aux autres modèles disponibles.

L'hypothèse des déformations locales ne permet pas de tenir d'une éventuelle diffusion des contraintes dans le sol, malgré le formalisme apparent de l'équation (3.25), mais elle donne dans de nombreux cas des résultats positifs. D'ailleurs, dans la comparaison du modèle du demi-espace à déformations linéaires avec le modèle des déformation locales de Winkler-Zimmermann, on peut reprocher au modèle de Winkler de ne pas permettre de diffusion des contraintes dans le massif de sol mais, d'un autre côté, les capacités de diffusion du modèle de milieu continu correspondent si peu aux sols réels que cet avantage apparent peut se transformer dans beaucoup de cas en handicap.

Le modèle des déformations locales permet de tenir compte de discontinuités du sol de fondation dans la mesure où il ne représente pas le massif de fondation mais seulement sa surface de contact avec la fondation.

Le paramètre physique principal du modèle des déformations locales est le module de réaction, qui relie la réaction du sol  $q(x)$  à son tassement  $s(x)$ . C'est pourquoi la détermination fiable de ce paramètre pour décrire l'interaction de la surface de la poutre avec un sol saturé et gonflant est décisive pour la pratique de l'élaboration des projets.

Sazhin (1969) présente un modèle de sol gonflant constitué de ressorts précomprimés par la charge appliquée. Pour les faibles valeurs de la charge appliquée au sol, l'auteur recommande de déterminer la valeur de la déformation verticale du sol lors du gonflement au moyen de la formule :

$$s = \frac{\sigma_g - \sigma_a}{k} \quad (3.26)$$

où  $\sigma_g$  est la pression de gonflement du sol et  $\sigma_a$  la pression externe pour laquelle on détermine le soulèvement du sol de fondation,  $k$  est un coefficient de proportionnalité

dépendant de la largeur de la fondation et des profondeurs d'encastrement de la fondation et de la zone active de gonflement du sol, et dont la valeur est déduite de l'équation :

$$k = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{s_1 - s_2} \quad (3.27)$$

où  $s_1$  et  $s_2$  sont les amplitudes du soulèvement de la fondation sous les pressions  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  (Figure 62).

L'auteur recommande de déterminer la valeur de la pression de gonflement au niveau de la semelle de la fondation  $-s(z)$ , qui tient compte du fonctionnement combiné du sol et de l'ouvrage, au moyen de la formule empirique :

$$\sigma(z) = \sigma_g \exp(-\alpha z^2) - ks \quad (3.28)$$

où  $\sigma_g$  est la pression de gonflement, pour laquelle le soulèvement de la fondation ne peut se produire,  $z$  est la profondeur d'encastrement de la fondation,  $\alpha$  est un coefficient empirique et  $s$  est la déformation du sol (figure 62) correspondant à la charge appliquée à la fondation dans l'intervalle limité par  $s_1$  et  $s_2$ .

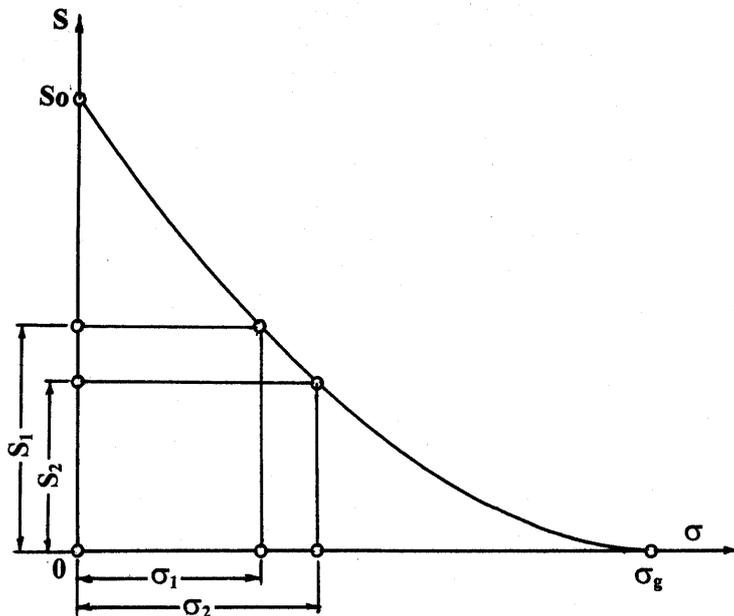


Figure 62 Détermination du coefficient de proportionnalité  $k$  à partir d'un essai de gonflement

La question de la détermination de la valeur du module de réaction des sols gonflants a été étudiée par Lytton et Meyer (1971) et par Lytton (1971). Pour la détermination du module de réaction du sol, on utilise la courbe expérimentale obtenue en laboratoire, qui traduit la relation entre l'amplitude  $s$  du gonflement du sol et la pression appliquée  $\sigma_a$ . L'influence restrictive de la pression appliquée  $\sigma_a$  sur le développement du gonflement du sol par comparaison avec son gonflement libre (pour  $\sigma_a = 0$ ) est appelée par les auteurs « déficit de gonflement » et sa valeur est déterminée au moyen de la formule (Figure 63) :

$$s_d = s_o - s_g \quad (3.29)$$

Ainsi, il est proposé de calculer le module de réaction du sol au moyen de la formule :

$$k = \frac{\sigma_a}{s_o - s_a} \quad (3.30)$$

où  $\sigma_a$  est la pression appliquée à l'éprouvette,  $s_o$  est l'amplitude du gonflement libre du sol et  $s_a$  est l'amplitude du gonflement du sol sous la pression appliquée  $\sigma_a$ .

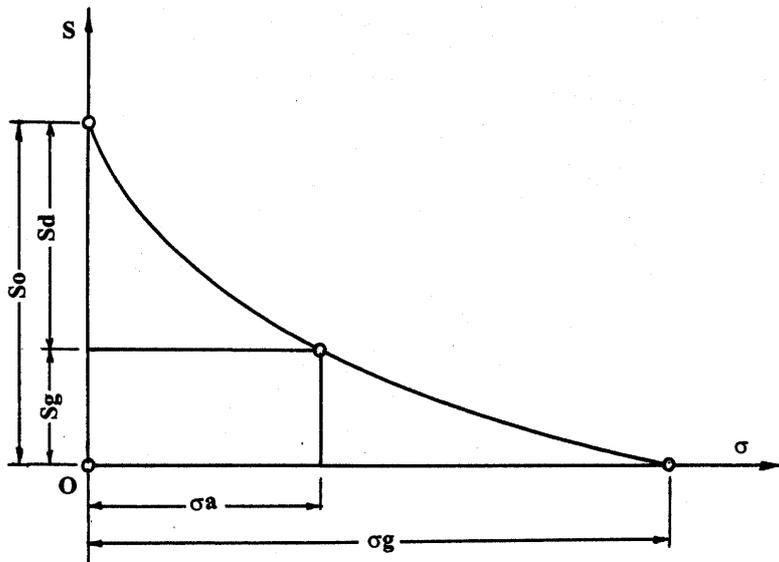


Figure 63 Résultat d'un essai de gonflement sur argile

Le module de cisaillement  $G$  du sol est déterminé en suivant les recommandations de Loof (1965) et calculé par la formule :

$$G = kb \frac{1-2\nu}{6(1-\nu)} \quad (3.31)$$

Ceci étant, le module de réaction  $k$  du sol (et donc aussi le module de cisaillement  $G$ ) est supposé variable au cours du temps, selon une loi de la forme

$$k(t) = k t^{-n} \quad (3.32)$$

où  $k(t)$  est le module de réaction tenant compte du comportement rhéologique du sol,  $k$  est la valeur du module de réaction au temps  $t=1$  et  $n$  est le paramètre de la loi de relaxation du sol, qui varie entre 0,25 et 1.

Selon l'expression (3.32), le module de réaction diminue au cours du temps, c'est-à-dire que l'humidification durable du sol gonflant modifie ses caractéristiques de déformabilité (module de réaction  $k$  et module de déformation  $E$ ) à cause de la décompression du sol et de la rupture de ses liaisons structurales (Sorochan, 1989 ; Mustafaev, 1989).

Il faut aussi noter que, pour les valeurs de  $n$  indiquées (de 0,25 à 1) et la forme de l'expression (3.32), il existe un problème de dimension pour le module de réaction du sol, cette dimension dépendant de la valeur du paramètre  $n$ .

Différents auteurs ont proposé de déterminer la valeur du module de réaction du sol à partir des résultats d'essais de plaque. Toutefois, la détermination du module de réaction du sol par cette méthode présente dans ce cas une série d'inconvénients car sa valeur est influencée par la différence des dimensions de la plaque et de la fondation et par la non linéarité de la relation « charge-tassement ».

C'est pourquoi Terzaghi (1951), par exemple, recommande de déterminer le module de réaction d'une semelle carrée sur sol argileux à partir d'essais de plaque de  $A=1\text{m}^2$  de surface au moyen de la formule empirique suivante :

$$k = 3,281 b k_p \quad (3.33)$$

où  $k$  est le module de réaction du sol sous la semelle,  $k_p$  est le module de réaction du sol sous la plaque et  $b$  est la largeur de la semelle.

En France, l'essai de plaque est effectué au moyen d'une plaque circulaire rigide de diamètre  $b = 0,75\text{m}$ , chargée sous  $100\text{ kPa}$  pendant  $30\text{ secondes}$  et la mesure du chargement est effectuée sur un seul cycle de chargement de la plaque.

Dans le cas le plus fréquent d'une plaque rigide, on se reporte, pour apprécier la validité du module de réaction, à l'équation de Boussinesq (1885), qui fournit, pour un milieu élastique, une relation entre  $k$  et  $E$  :

$$k = \frac{2E}{\pi R(1-\nu^2)} \quad (3.34)$$

où  $R$  est le rayon de la plaque,  $E$  le module d'élasticité et  $\nu$  le coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson  $\nu$  varie de  $0,2$  à  $0,3$  (en moyenne  $0,25$ ), de sorte que cette relation peut encore s'écrire (Filliat et al., 1981 ; Cassan, 1978) :

$$k = \frac{E}{1,5 R} . \quad (3.35)$$

Il existe d'autres moyens de détermination du module de réaction du sol. Par exemple, Vesic (1961) recommande de déterminer le module de réaction du sol à partir des résultats d'essais triaxiaux. D'après sa méthode, on détermine d'abord un indicateur de rigidité relative du sol et du matériau de la fondation :

$$\alpha = 0,65^{12} \sqrt{\frac{E_s b^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{1-\nu^2} , \quad (3.36)$$

puis on en déduit la valeur du module de réaction  $k$  :

$$k = \frac{\alpha}{b} , \quad (3.37)$$

où  $E_s$  et  $E_F$  sont les modules de déformation du sol et du matériau de la fondation, respectivement et  $I_F$  est le moment d'inertie de la fondation.

Sachant que la valeur de l'expression  $0,65^{12} \sqrt{\frac{E_s b^4}{E_F I_F}}$  est voisine de  $1$ , l'expression de la formule (3.37) peut être simplifiée en une formule analogue à celle de (3.34) :

$$k = \frac{E}{(1-\nu^2)b} \quad (3.38)$$

Les modules de réaction du sol obtenus par les méthodes et formules décrites ci-dessus diffèrent sensiblement les uns des autres. Cependant, comme le note Mustafaev (1989), une erreur de  $100\%$  ou même  $200\%$  sur la détermination du module de réaction du sol produit une variation de seulement  $15$  à  $25\%$  des efforts dans la fondation.

### 3.5 Particularités du comportement des fondations lors de l'humidification différentielle des sols

L'élaboration d'un modèle de calcul de l'interaction de la structure d'une fondation avec le sol support argileux, qui se déforme pendant le processus d'humidification et de gonflement de l'argile, nécessite de résoudre le problème de la déformation simultanée de la fondation et du sol, dont la surface prend une forme courbe lors du gonflement. Ce problème est encore compliqué par le fait que la prévision de la position de la source d'humidification du sol est très difficile, car elle a un caractère accidentel dans la majorité des cas.

C'est pourquoi, lors de l'établissement du modèle de calcul du comportement de la fondation sur sol gonflant, il est nécessaire de partir du mécanisme probable de

développement des déformations de gonflement qui conduit aux conditions de fonctionnement les plus défavorables pour la fondation et l'ouvrage dans son ensemble. Dans ces conditions, il est souhaitable de disposer de modèles de calcul de l'interaction entre la fondation et les déformations du sol applicables au cas le plus général, pour qu'ils puissent s'adapter aux formes possibles de déformations du sol et aux pires conditions d'humidification, qui créent les conditions de fonctionnement les plus défavorables pour la fondation et l'exploitation de l'ouvrage.

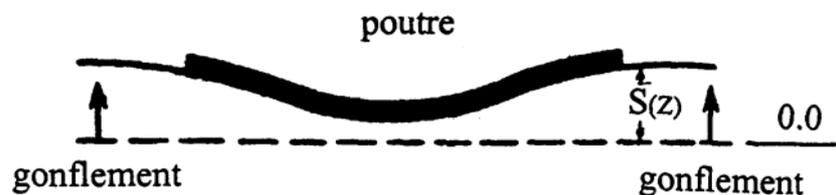
Les variations saisonnières de l'humidité et des conditions d'exploitation des bâtiments et des ouvrages dans le massif de sol gonflant peuvent créer différentes formes de déformations.

La plupart des recherches ont distingué deux types de déformations des massifs de sols :

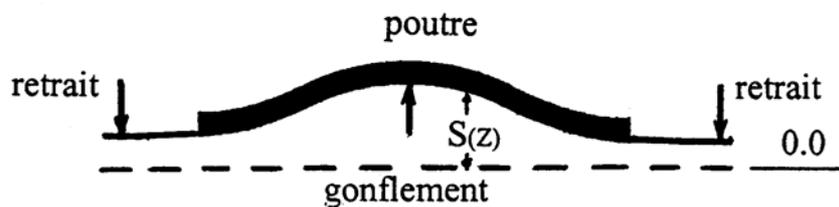
- gonflement sous les bords de la fondation,
- gonflement sous le centre de la fondation.

Ces deux modes de déformation dépendent en plus de l'époque de la construction (par temps sec ou par temps humide) et de la protection éventuelle de la surface du sol par le bâtiment lui-même ou par le recouvrement de certaines surfaces et voies par de l'asphalte ou du béton :

- si la surface du sol gonflant est couverte lors d'une période de temps sec, lors de la saison humide suivante le tassement du sol de surface sera observé au bord de la fondation (Figure 64a) ,
- si la surface du sol gonflant est recouverte lors d'une période humide, l'évaporation de l'eau lors de la période sèche suivante fera tasser le sol sur les bords de la fondation, alors que le sol situé sous la fondation pourra être encore en train de gonfler. Dans ce cas, il se produira un gonflement sous le centre de la fondation (Figure 64b).



a- Déformation périphérique



b - Déformation centrale

Figure 64 Processus de déformation du sol

Ces deux schémas principaux de gonflement ont un caractère symétrique. Toutefois, pour différentes raisons, cette symétrie peut être perdue si l'eau s'infiltre à partir d'une source située en un point quelconque sous le bâtiment. Il se produit alors un gonflement unilatéral à partir de l'un des bords de la fondation, ou un gonflement asymétrique par rapport à son axe principal (Figure 65).

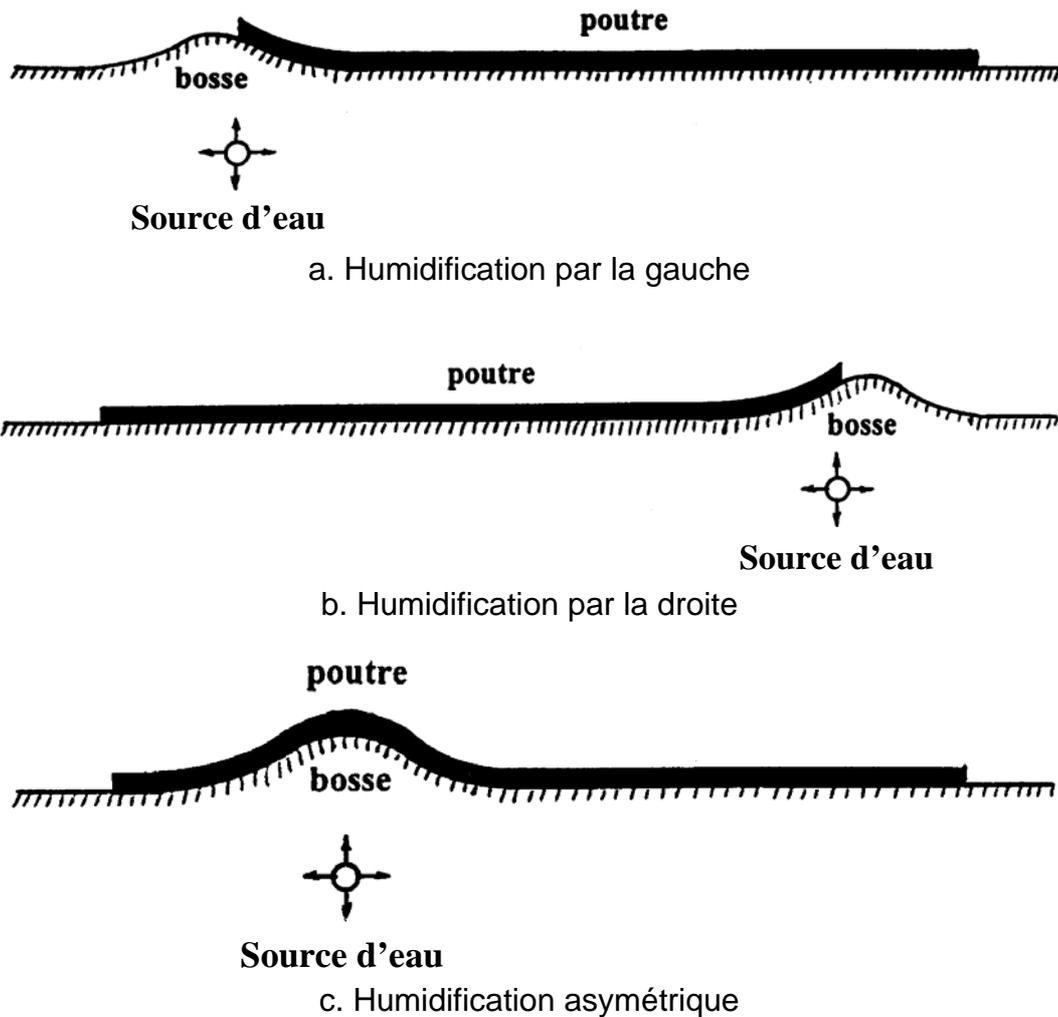


Figure 65 Comportement d'une poutre de fondation sur un sol gonflant.

Nous avons déjà indiqué plus haut que le processus de gonflement du sol se développe au cours du temps et a un caractère visqueux. Suivant les propriétés du sol et son état (humide, sec), le processus de gonflement peut évoluer à des vitesses différentes dans les directions verticale et horizontale, en fonction de la capacité d'absorption d'eau du sol. Il est pour cette raison important, pour l'établissement du modèle de calcul du comportement de la fondation lors de l'humidification du sol, de connaître non seulement la vitesse d'humidification du sol, qui dépend sensiblement de ses propriétés de perméabilité, mais aussi la vitesse de déplacement du front de gonflement, c'est-à-dire de la limite de la zone active du sol.

Ce faisant, il faut distinguer les dimensions de la zone active du sol argileux dans les directions verticale ( $H_t$ ) et horizontale ( $a_t$ ) à partir de la source d'eau, et les vitesses de déplacement du front de gonflement dans les directions verticale ( $V_v$ ) et horizontale ( $V_h$ ) ;

$$H_t = V_v t \quad (3.39)$$

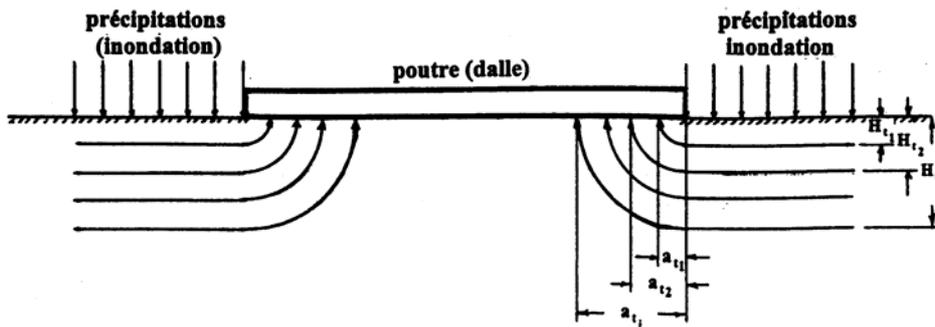
$$a_t = V_h t \quad (3.40)$$

Dans beaucoup de cas, les vitesses de propagation du front de gonflement du sol dans les directions verticale et horizontale sont à peu près égales et on peut alors admettre que  $V_v=V_h$  et  $H_t=a_t$ .

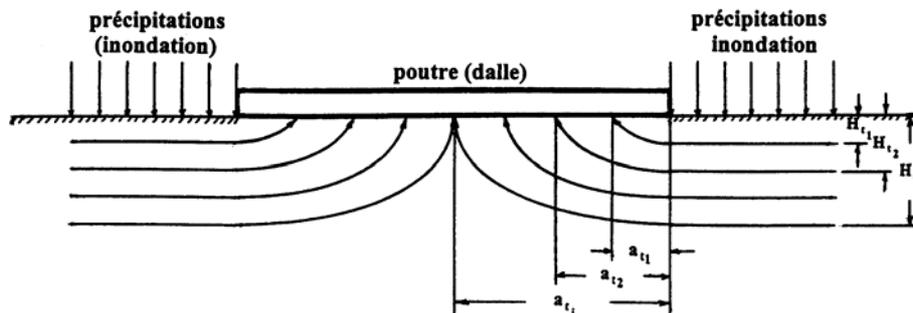
Lors de l'humidification du sol par l'eau de pluie ou par suite d'une inondation, lorsque le bâtiment ou l'ouvrage a été construit sur les sols gonflants en période sèche et a joué un rôle d'écran, la pénétration de l'eau sous l'écran posé à la surface du sol se fait comme

indiqué sur la figure 66a, lorsque  $V_v = V_h$ . Dans ce cas, nous avons un schéma de pénétration verticale et horizontale de l'eau dans le sol qui est à la fois périphérique et symétrique.

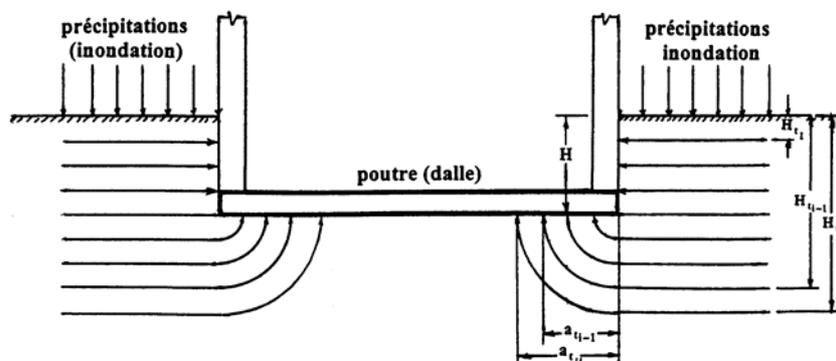
Lorsque qu'il existe dans les sols argileux des petites couches intercalaires de sable, ce qui est assez fréquent lorsque se déposent simultanément des particules argileuses, limoneuses et sableuses, la vitesse d'infiltration de l'eau dans la direction horizontale est supérieure à la vitesse d'infiltration dans la direction verticale ( $V_h > V_v$ ) et l'humidification du sol sous la surface couverte se produit comme indiqué sur la figure 66b.



a. Humidification du sol par la pluie sous une fondation superficielle. Propagation isotrope



a. Humidification anisotrope du sol par la pluie sous une fondation superficielle



c. Fondation encastree dans le sol. Propagation isotrope.

Figure 66 Mécanisme d'imbibition du sol par l'eau de pluie ou par une inondation  
 $H_t$  – épaisseur de la zone active verticale au temps  $t$  ;  $a_t$  – largeur de la zone active horizontale au temps  $t$

Lorsque la fondation est encastrée dans le sol et que le rôle d'écran horizontal est joué par la poutre de fondation elle-même avec le plancher, ou par la dalle de fondation, tandis que les parois verticales du sous-sol ou la partie verticale du système de fondation joue le rôle d'écran vertical, la pénétration de l'eau sous la fondation commence une fois qu'elle a atteint la profondeur H d'encastrement de la fondation (Figure 66c). Dans ce cas, il faut aussi tenir compte de la pression horizontale de gonflement sur le mur du sous-sol.

Le gonflement du sol sous l'ouvrage peut aussi se produire par suite de l'infiltration d'eau provenant de la nappe souterraine ou d'eaux usées, venant de canalisations cassées par le soulèvement du sol.

La source d'humidification d'un massif de sol sous un bâtiment a souvent un caractère ponctuel (par exemple, une fuite d'eau à partir d'une canalisation). Cette situation est la plus défavorable vis-à-vis de l'apparition d'efforts internes supplémentaires et de déformations dans les structures de fondations.

Dans la mesure où la source d'eau a un caractère accidentel, elle peut être située en tout point par rapport aux axes principaux du bâtiment et à n'importe quelle profondeur H sous la fondation.

À l'extérieur de l'emprise du bâtiment, ce type d'inondation présente moins de danger que sous le bâtiment. La figure 67 (a, b, c) montre les cas les plus courants de position de la source d'humidification d'un massif de sol argileux : sous le centre du bâtiment (figure 67a), sous l'une des extrémités (gauche ou droite, figure 67b), dans le cas où la fondation est appuyée au niveau du sol et dans le cas où elle est encastrée (figure 67c).

Dans ces conditions, on peut admettre que l'humidification du sol se propage uniformément dans la direction radiale en partant de la source d'eau, en fonction de la durée de l'humidification.

Le rayon de la zone humidifiée (de gonflement) peut être déterminé à partir de la vitesse de déplacement du front d'humidification (de gonflement), en utilisant la formule :

$$R_t = V t \quad (3.41)$$

où  $R_t$  est le rayon de la zone d'humidification,  $V$  est la vitesse radiale de propagation du front d'humidification et  $t$  est la durée de l'humidification.

Lorsque le rayon  $R_t$  de la zone humidifiée du sol est connu, l'épaisseur  $H_t$  de la zone active du massif de sols gonflants est égale à

$$H_t = R_t + H \quad (3.42)$$

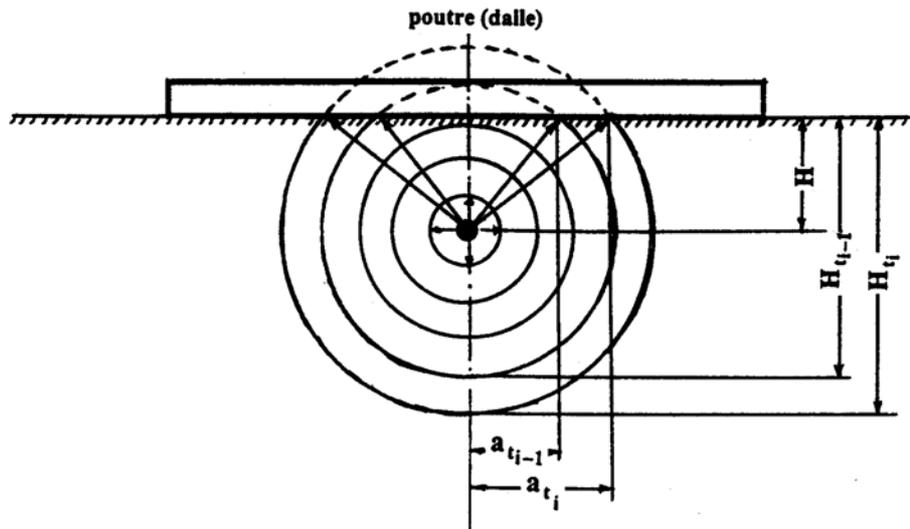
tandis que, dans la direction horizontale (de la surface de contact avec la poutre de fondation), la largeur de la zone humidifiée est donnée par la formule :

$$a_t = \sqrt{R_t^2 - H^2} \quad (3.43)$$

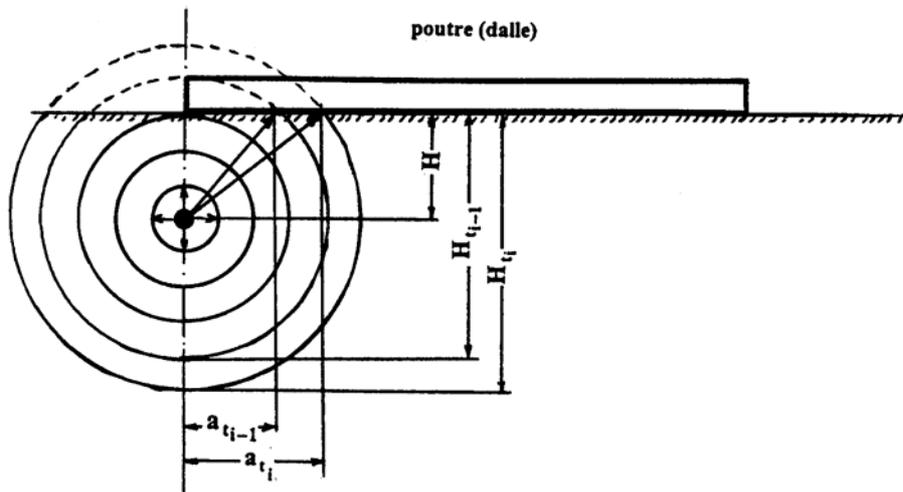
Dans le cas où la perméabilité du sol est différente dans les directions verticale et horizontale, la zone active du massif de sol gonflant peut être représentée par une ellipse (Figure 68), d'équation générale :

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad (3.44)$$

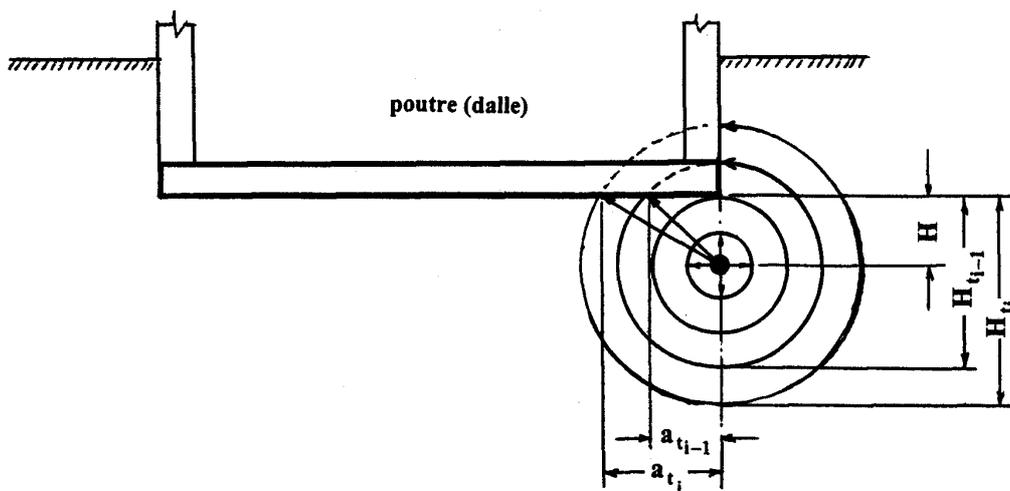
où  $x$  et  $y$  sont les coordonnées du point  $M$  et  $a$  et  $b$  les demi-axes de l'ellipse.



a. Humidification à la profondeur  $H$  sous le milieu de la fondation



b. Humidification à la profondeur  $H$  sous le bord de la fondation



c. Humidification à la profondeur  $H$  sous le bord d'une fondation encadrée

Figure 67 Mécanisme d'imbibition du sol lors de l'infiltration d'eau sous la fondation  
 $H$  – profondeur de la source d'imbibition ;  $H_t$  – épaisseur de la zone active au temps  $t$  ;  
 $a_t$  – largeur de la zone active dans la direction horizontale

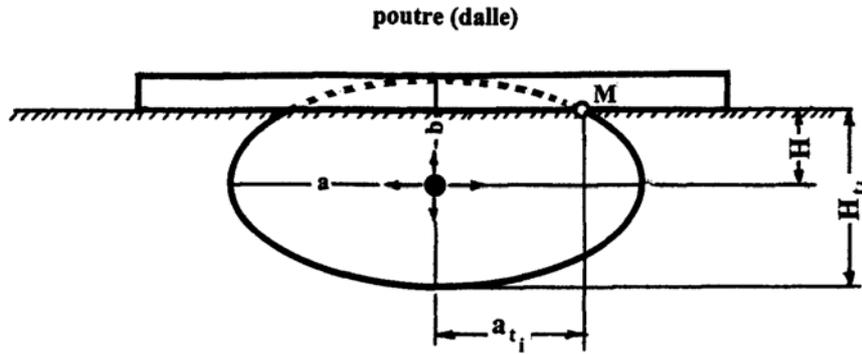


Figure 68 Mécanisme d'imbibition du sol en cas de perméabilité différente dans les directions verticale et horizontale

$H$  – profondeur de la source d'eau,  $H_t$  – épaisseur de la zone active au temps  $t$ ,  
 $a_t$  – largeur de la zone active au temps  $t$ ,  $M$  – point de coordonnées  $a_t$  et  $H_t$ ,  
 $a$  et  $b$ , demi-axes de l'ellipse.

En introduisant les notations suivantes :

$$x = a_t \quad y = H, \quad a = R_{ht}, \quad b = R_{vt},$$

dans l'équation (3.44) on obtient la largeur  $a_t$  de la surface de contact de la zone active en fonction de l'extension de la zone humidifiée dans la direction verticale ( $R_{vt}$ ) et dans la direction horizontale ( $R_{ht}$ ), c'est-à-dire en fonction de  $t$  :

$$a_t = R_{ht} \sqrt{1 - \frac{H^2}{R_{vt}^2}} \quad (3.45)$$

où  $R_{vt} = V_v t$  est le rayon du front de gonflement du sol dans la direction verticale (demi-axe  $b$  de l'ellipse),  $R_{ht} = V_h t$  est le rayon du front de gonflement du sol dans la direction horizontale (demi-axe  $a$  de l'ellipse),  $t$  est la durée d'humidification et  $H$  est la profondeur de la source d'eau par rapport à la semelle de la fondation.

Avant l'humidification, la poutre de fondation est en équilibre sous l'action de la pression due à l'ouvrage  $\sigma_a$  (supposée uniformément répartie) et de la réaction du sol  $\sigma_r$  ( $\sigma_a = \sigma_r$ ). Dans un sol homogène, conformément au modèle des déformations locales de Winkler, les efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) dans la poutre sont nuls et il n'a pas non plus de déformation verticale. Dans les cas plus complexes où la charge extérieure n'est pas uniformément répartie et où la réaction du sol  $\sigma_r(x)$  dépend de  $x$ , il existe dans la poutre de fondation des efforts internes initiaux  $M(x)$  et  $Q(x)$  et une flèche  $w(x)$  avant le début de l'humidification du sol.

Par la suite, lors de l'humidification du sol (quel que soit le schéma de chargement et d'humidification), une pression verticale supplémentaire  $\sigma_g(x)$  se développe dans le sol à l'intérieur de la zone active. Cette pression est dirigée vers le haut, se détermine comme indiqué sur la figure 62 et provoque l'apparition d'efforts internes supplémentaires dans la poutre. Les conditions d'équilibre et de continuité des déformations de la poutre et du sol de fondation font que la somme des contraintes sous la poutre  $\sigma_r + \sigma_g$  ne peut dépasser la pression due au poids de l'ouvrage dans son ensemble  $\sigma_a$ . Les contraintes sous la poutre évoluent donc localement en respectant trois règles : (1) la pression de gonflement diminue quand la déformation de gonflement du sol augmente, (2) la différence entre la pression appliquée  $\sigma_a$  et la pression de gonflement continue de déformer le sol mais les propriétés mécaniques du sol évoluent avec l'humidification, (3) la pression globale appliquée par l'ouvrage sur la fondation reste égale à la pression globale appliquée par le sol sous la fondation (ce qui permet des rééquilibrages locaux grâce à la rigidité de la

fondation). Ce processus peut se prolonger jusqu'à ce que l'humidification du sol sous la fondation soit terminée et que le sol sec ait été totalement remplacé par du sol saturé. Dans cette situation finale, les efforts internes supplémentaires (moment fléchissant et effort tranchant) et les déformations de flexion deviennent nuls car les déformations s'uniformisent et le soulèvement du bâtiment devient égal à une certaine valeur  $s_g$ .

Ce mécanisme de comportement du sol gonflant sous une semelle filante est illustré par les figures 69, 70 et 71, où la pression  $\sigma_a$  appliquée par le bâtiment et la réaction du sol ( $\sigma_r + \sigma_g$ ) sont représentées par la charge répartie  $q_a$  et la réaction répartie ( $q_r + q_g$ ) sous une forme plus pratique pour le calcul des fondations sur appui élastique. Ces figures montrent que la pression de gonflement localisée vient en déduction de la réaction initiale du sol, que l'on continue par simplification de supposer également répartie sous la base de la fondation.

Le schéma de calcul adopté est très simple car, dans la réalité, la charge externe est habituellement constituée de forces concentrées, de moments et de charges réparties. Toutefois, cela n'a pas d'influence sur le mécanisme de transformation du sol sec en sol saturé et ce modèle est tout à fait suffisant pour comprendre le processus de développement du gonflement du sol sous une semelle filante au cours du temps.

La figure 69 montre le cas particulier du gonflement du sol lorsqu'il est humidifié sous le centre d'une semelle filante soumise à une charge uniformément répartie.

Avant le début de l'humidification du sol, conformément à la théorie des déformations locales, la charge externe  $q_a$  due à l'ouvrage provoque une réaction  $q_r$  du sol qui est aussi uniformément répartie sur la fondation, mais de signe opposé (Figure 69a).

Par suite de l'humidification du sol sous le centre de la fondation, le sol gonfle, ce qui crée une charge supplémentaire  $q_g$  non linéaire et limitée à la largeur  $2a$  de la zone active (Figure 69b).

Dans ce cas, la réaction globale du sol  $Q_r = \int_0^L q_r(x) dx$  diminue de la quantité

$Q_q = \int_{L_1}^{L_1+2a} q_g(x) dx$  et la condition d'équilibre s'écrit sous la forme :

$$\int_0^L q_q(x) dx = \int_0^L q_r(x) dx + \int_{L_1}^{L_1+2a} q_g(x) dx \quad (3.46)$$

ou

$$\int_0^L [q_q(x) - q_r(x)] dx = \int_{L_1}^{L_1+2a} q_g(x) dx \quad (3.47)$$

Lorsque la durée d'humidification augmente, la zone active du sol gonflant s'étend à la surface de contact avec la semelle de fondation et la valeur globale de  $Q_r$  diminue de plus en plus (Figure 69c).

Si la pression de gonflement  $\sigma_g$  (pour  $s_g=0$ ) est supérieure à la pression  $\sigma_a$  due à l'ouvrage, c'est-à-dire  $\sigma_g > \sigma_a$ , la fondation sera soulevée de façon non uniforme en fonction de la vitesse de progression de la pression de gonflement  $\sigma_{gt}(x)$  le long de la poutre. Mais lorsque le sol sera totalement saturé, la déformation de gonflement s'égalisera progressivement et finalement atteindra une valeur constante  $s_g$  sur toute la longueur de la poutre et l'équilibre sera réalisé sous la condition  $\sigma_g = \sigma_a$ .

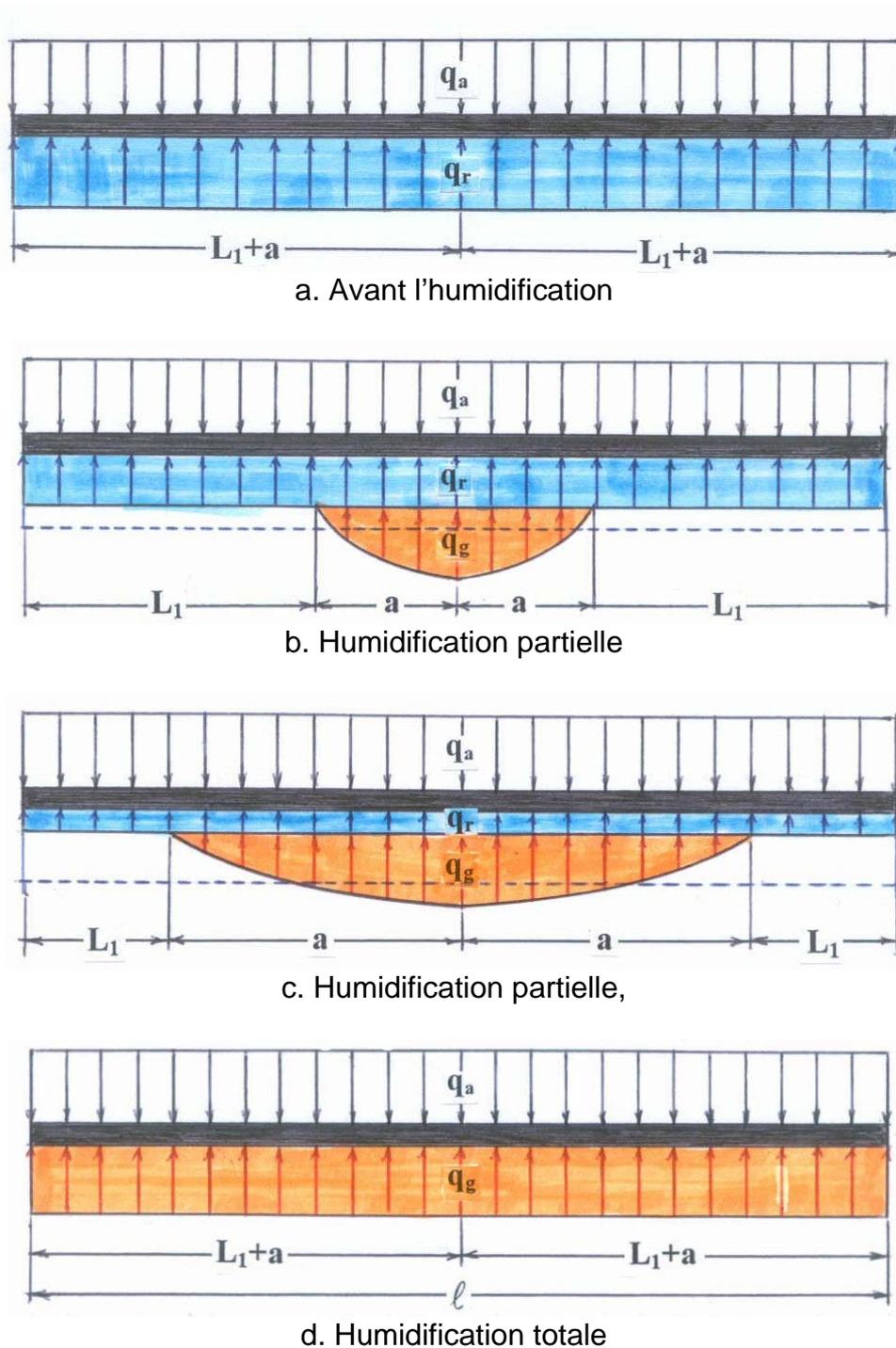


Figure 69 Schéma d'humidification du sol sous le centre d'une fondation.

Dans le cas de l'humidification périphérique des semelles filantes (Figure 70), le mécanisme de remplacement du sol sec par le sol saturé reste pratiquement le même que dans le cas précédent. Seule la direction de la progression de la pression de gonflement est différente. Dans ce cas, la condition d'équilibre s'écrit :

$$\int_0^L [q_q(x) - q_r(x)] dx = \int_0^{L_1} q_g(x) dx + \int_{L_1+2a}^{L_1} q_g(x) dx \quad (3.48)$$

Le gonflement asymétrique du sol de fondation sous une semelle filante est analogue au cas du gonflement centré (Figure 71 et équation 3.42).

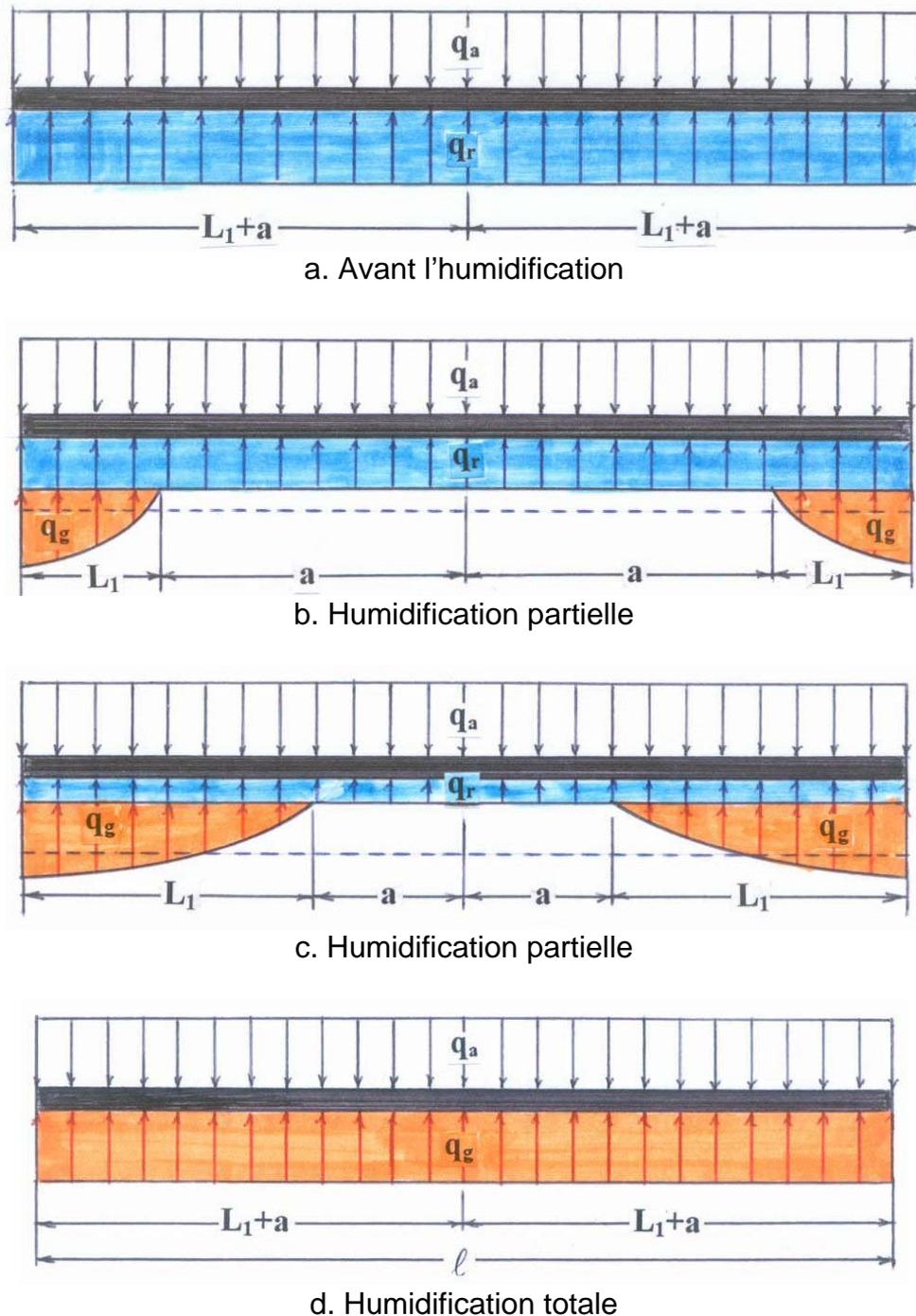


Figure 70 Schéma d'humidification périphérique du sol sous une fondation

Le cas où le gonflement périphérique se produit d'un seul côté (gauche ou droit) constitue une exception (Figure 70). Dans ce cas, l'équation d'équilibre des forces verticales s'écrit sous la forme :

$$\int_0^L [q_q(x) - q_r(x)] dx = \int_0^{L_1} q_g(x) dx \quad (3.49)$$

lorsque le gonflement commence du côté gauche et

$$\int_0^L [q_q(x) - q_r(x)] dx = \int_{L_1+2a}^L q_g(x) dx \quad (3.50)$$

lorsque le gonflement du sol se développe à partir du côté droit de la semelle filante. On peut aussi utiliser dans ce cas l'équation (3.49), puisque la situation est symétrique. Le cas général de la figure 71 est défini ici mais n'a pas été résolu dans le cadre du présent travail.

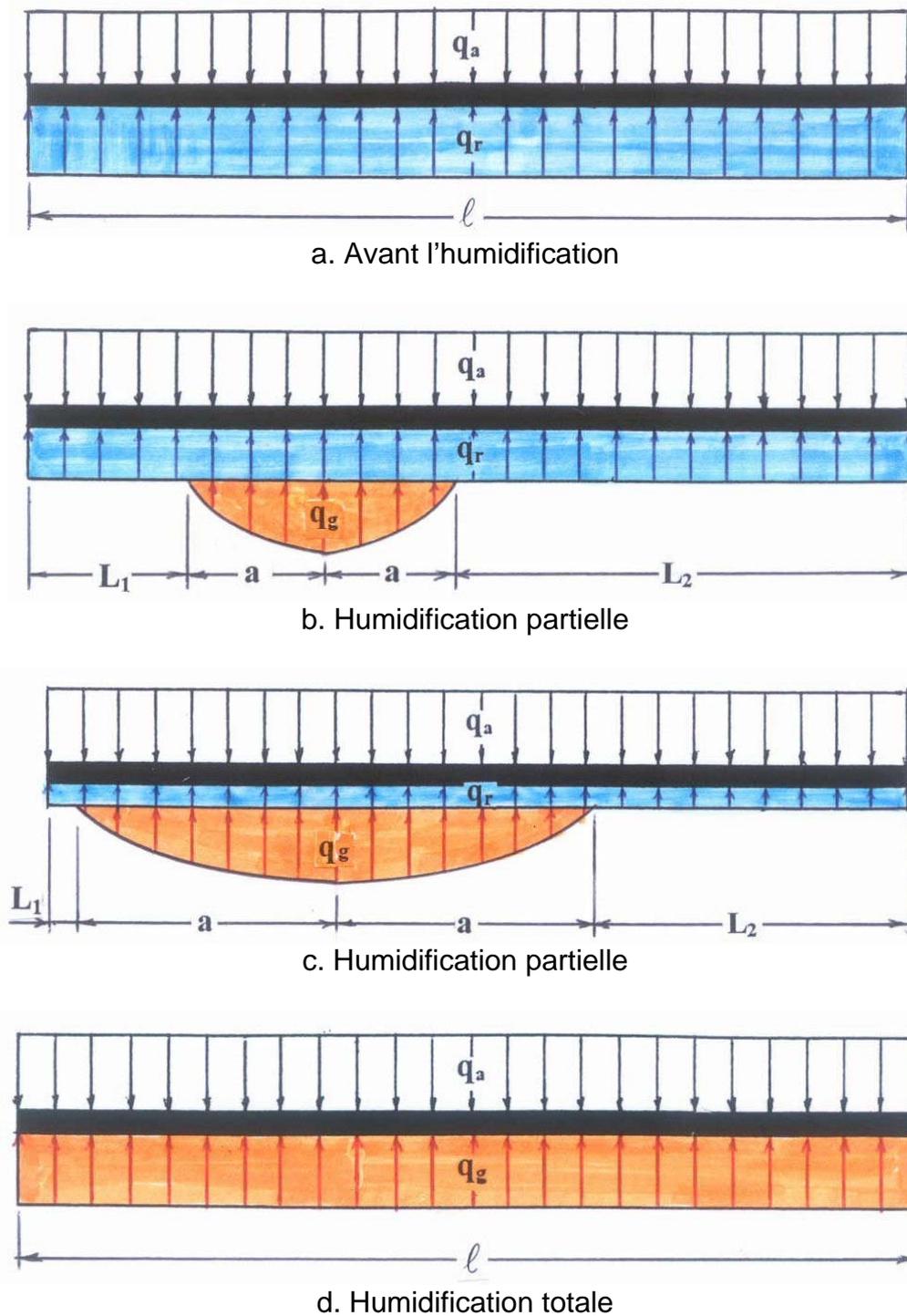


Figure 71 Schéma d'humidification asymétrique du sol sous une fondation

Le succès de la résolution des problèmes posés ci-dessus dépend du choix du modèle de variation de la pression de gonflement et de remplacement du sol non saturé par du sol saturé au cours du temps, en respectant la condition de continuité des déplacements de la poutre et du sol. Dans de nombreux cas cette condition de continuité n'est pas vérifiée. Dans les travaux de Lytton et Meyer (1971), de Lytton et Woodburn (1973), de Pidgeon (1988) et d'autres, les déformations de la poutre et du sol sont discontinues (Figures 55, 56, 57 et 59). Dans ce schéma de calcul, le contact de la poutre et du sol est supprimé au centre ou sur les bords, suivant la position de la source d'eau, et ces parties de la poutre sont suspendues en l'air (Figures 67a et 67b).

Mustafaev (1989) a utilisé l'équation (3.7) recommandée par Lytton et Woodburn (1973) en écrivant l'expression de la distribution de la pression de réaction du sol sur la semelle sous la forme :

$$\sigma(x) = k c (x - a)^m . \quad (3.51)$$

Ensuite, l'auteur utilise cette expression comme une charge équivalente appliquée sur la fondation, qui tient compte de l'influence sur la fondation du gonflement non uniforme du sol et varie suivant la distribution des déformations de la surface du sol lors de l'humidification. Il modifie dans l'équation (3.51) la valeur de  $a$  et décrit différentes positions des foyers de gonflement sous la semelle de fondation et par conséquent aussi différentes distributions de la forme de la charge externe équivalente.

Ainsi, par exemple, pour  $a = 0$ , le foyer de gonflement est situé sur le bord gauche de la section de la fondation (Figure 72a). Pour  $a = L$ , le gonflement du sol commence sous l'extrémité droite de la section de la fondation (Figure 72b). Pour  $a = 0,5L$ , le gonflement du sol se produit au centre de la fondation (Figure 72c). En modifiant la valeur de  $a$  dans l'intervalle  $0 < a < L$ , on peut placer le foyer du gonflement en tout point de la semelle (Figure 72d). La solution du problème pour le cas du gonflement simultané aux deux extrémités de sections de la fondation peut être obtenue par superposition des solutions pour  $a = 0$  et  $a = L$ .

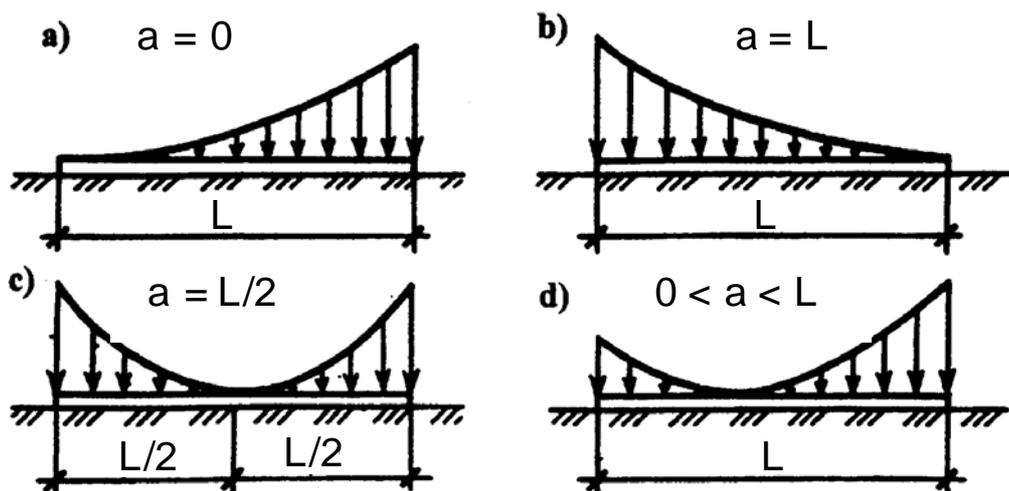


Figure 72 Forme de la charge externe équivalente pour différentes positions du centre de gonflement du sol sous la fondation

Mustafaev (1989) utilise ensuite le modèle des déformations locales à module de réaction variable  $k(x)$  pour calculer une poutre de rigidité variable  $EI(x)$  reposant sur un sol gonflant. La solution s'obtient en résolvant l'équation différentielle :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EI(x) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] + k(x) b (w - s) = q(x) \quad (3.52)$$

où  $E$  est le module d'élasticité du matériau de la fondation,  $I(x)$  est le moment d'inertie variable de la section transversale de la poutre,  $w(x)$  est la flèche de la poutre,  $k(x)$  est le module de réaction variable du sol,  $b$  est la largeur de la poutre,  $s$  est le déplacement vertical du sol de fondation,  $q(x)$  est la charge extérieure appliquée sur la fondation.

L'expression (3.52) est l'équation différentielle de la flèche de la poutre de fondation reposant sur un sol de fondation continu qui se déforme pendant le processus de gonflement. Il s'agit d'une équation différentielle linéaire dont les coefficients peuvent

varier de façon continue ou discontinue par paliers. L'auteur la combine avec l'équation (3.51) pour obtenir :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[ EI(x) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] + k(x) b w(x) = q(x) + k(x) b c (x - a)^m , \quad (3.53)$$

en remplaçant la déformation non uniforme du sol argileux pendant le gonflement par l'effet de la force externe équivalente appliquée à la fondation :

$$p(x) = b \sigma(x) = k(x) b c (x - a)^m , \quad (3.54)$$

qui est appliquée sur la fondation dans le même sens que la charge externe due à l'ouvrage  $q(x)$ , comme indiqué sur les figures 72 et 73.

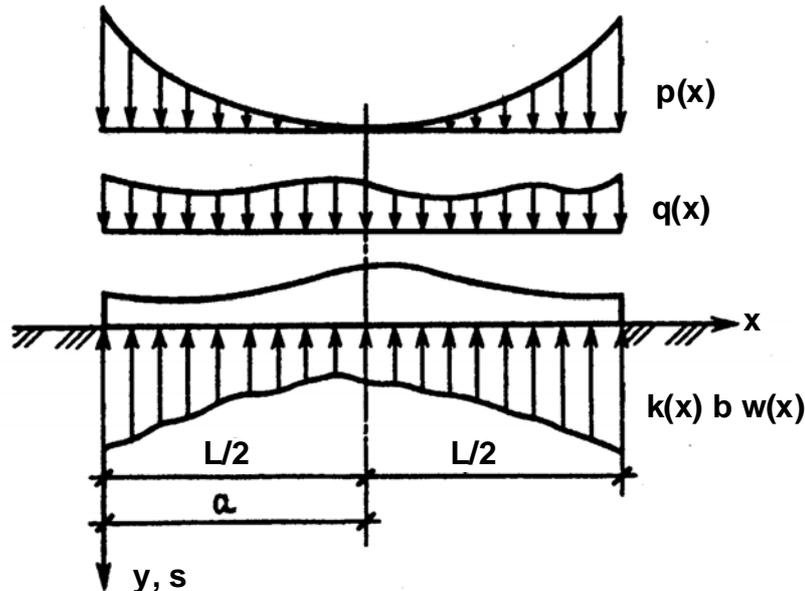


Figure 73 Diagramme des charges appliquées à une poutre de fondation en cas d'humidification centrale, pour une charge externe  $q(x)$  quelconque

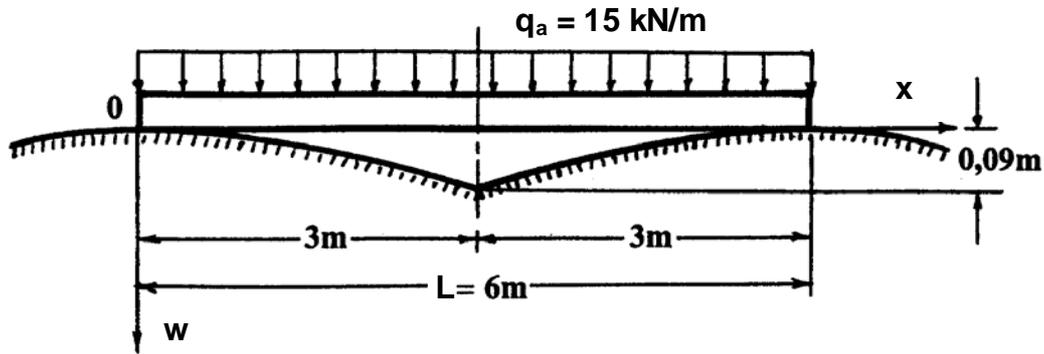
La réaction  $q_r$  du sol est supposée continue sur toute la longueur de la poutre et proportionnelle au module de réaction  $k(x)$  et à la flèche de la poutre  $w(x)$ , conformément à l'équation (3.55) et à la figure 73 :

$$q_r(x) = k(x) b w(x) . \quad (3.55)$$

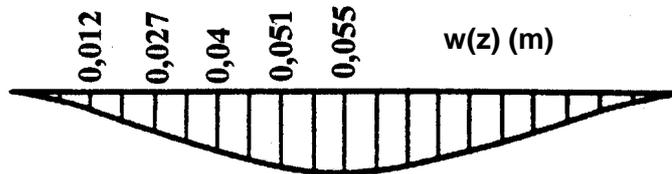
L'équation différentielle (3.53) peut être résolue en intégrant la relation (3.55), qui relie les déformations des différents points de la poutre et la pression de réaction du sol.

Dans ce cas, la réaction du sol est calculée comme dans le modèle classique de la poutre sur massif de Winkler, avec variation du module de réaction du sol  $k(x)$ , et l'influence de la pression de gonflement est remplacée par celle de la « charge équivalente ». En principe, une telle solution peut montrer l'effet formel de la déformation non uniforme de la poutre de fondation sous l'effet de cette force externe fictive. Toutefois, le sens physique de l'influence du gonflement du sol sur la structure de la fondation reste inconnu. De plus, cette charge fictive est une charge supplémentaire qui augmente sensiblement le poids du bâtiment ou de l'ouvrage, ce qui augmente automatiquement la valeur des moments, des efforts tranchants et de la flèche de la poutre, notamment lorsqu'il n'y a plus de contact entre la poutre et le sol.

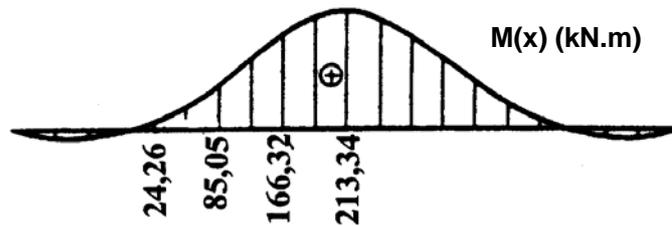
Des exemples de calcul réalisés par Mustafaev (1989) sur une poutre uniformément chargée par une force  $q_a = 15 \text{ kN/m}$  sont présentés sur la figure 74, pour le cas de l'humidification périphérique, et sur la figure 75, pour le cas de l'humidification centrale.



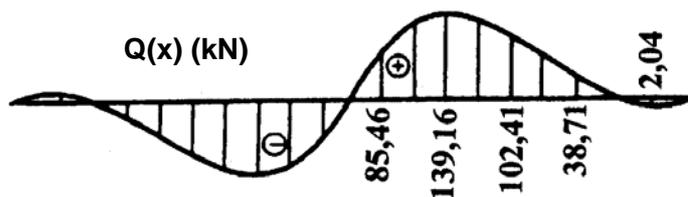
a. Schéma de gonflement du sol sous la poutre de fondation



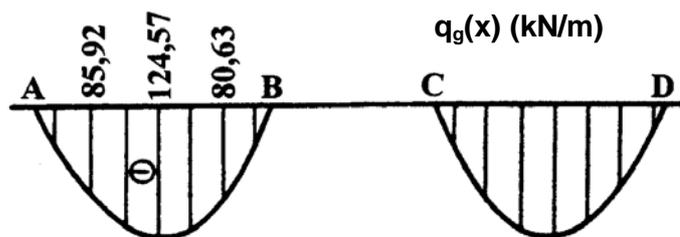
b. Flèche de la poutre



c. Moment de flexion dans la poutre



d. Effort tranchant dans la poutre



e. Action de gonflement du sol sous la poutre

Figure 74 Distributions des moments de flexion, des efforts tranchants, de la flèche de la poutre et de la réaction du sol.

La comparaison des résultats des calculs de Mustafaev (1989) et de ceux de Lytton et Meyer (1971) représentés sur la figure 57 montre qu'il y a dans tous les cas un décollement partiel de la poutre et du sol. Mais il y a aussi des différences importantes, bien que les équations différentielles soient identiques. Ainsi, chez Lytton et Meyer, dans le cas de l'humidification périphérique, la pression de gonflement du sol est maximale aux extrémités de la poutre (figure 57a), tandis qu'elle vaut zéro chez Mustafaev (figure 74e).

À notre avis, le contact entre la surface inférieure de la fondation ou de la poutre et le sol est toujours maintenu, que le sol se trouve dans son état naturel ou soit en cours de gonflement, uniforme ou non uniforme. Du fait de l'augmentation de sa teneur en eau, le sol devient de plus en plus plastique et déformable et il remplit tous les vides qui pourraient apparaître entre la surface du sol et la poutre fléchie. Nous considérons donc que le principe de la continuité des déformations du sol et de la fondation est aussi applicable aux sols gonflants.

Nous admettons qu'en cas de gonflement partiel, le sol ne peut développer totalement sa pression de gonflement maximale sous la poutre parce que le gonflement dépend du temps et que, en dehors de la zone active, il reste encore du sol à l'état naturel qui réagit classiquement à la charge appliquée par la poutre (figures 69, 70, 71).

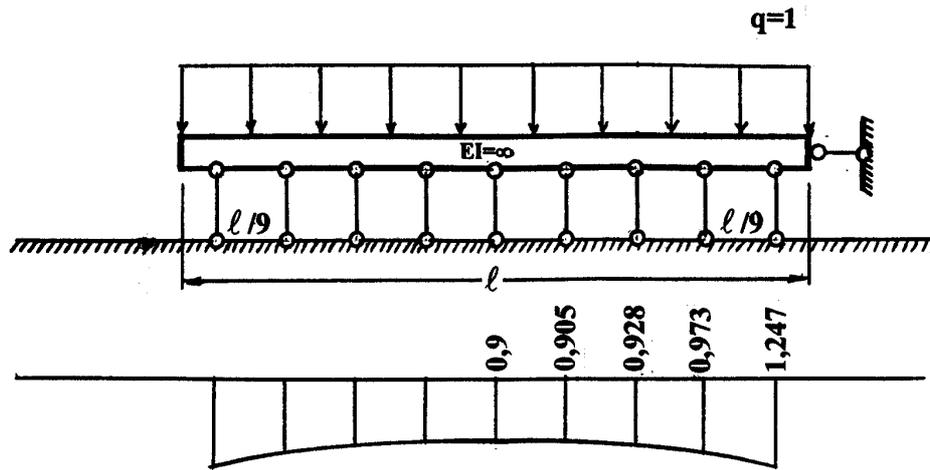
Dans mesure où, en cas de gonflement partiel, l'intégrale de la pression de gonflement dans la zone active est inférieure à la charge due au poids du bâtiment, il n'est pas possible qu'un vide se crée entre la fondation et le sol dans la zone active ni en dehors. Et tant que le sol ne se sera pas totalement saturé, la réaction du sol à l'état naturel existera dans la zone active et en dehors.

Ceci étant, la distribution de la pression de contact de la poutre et du sol le long de la poutre est inconnue. Mais, dans la mesure où l'augmentation de la pression de gonflement sous la poutre joue le rôle majeur dans ce processus et où elle peut être déduite des conditions physiques et des propriétés rhéologiques du sol, on peut admettre pour simplifier les calculs et sans commettre d'erreur importante que la partie résiduelle de la réaction du sol naturel est répartie uniformément le long de la poutre.

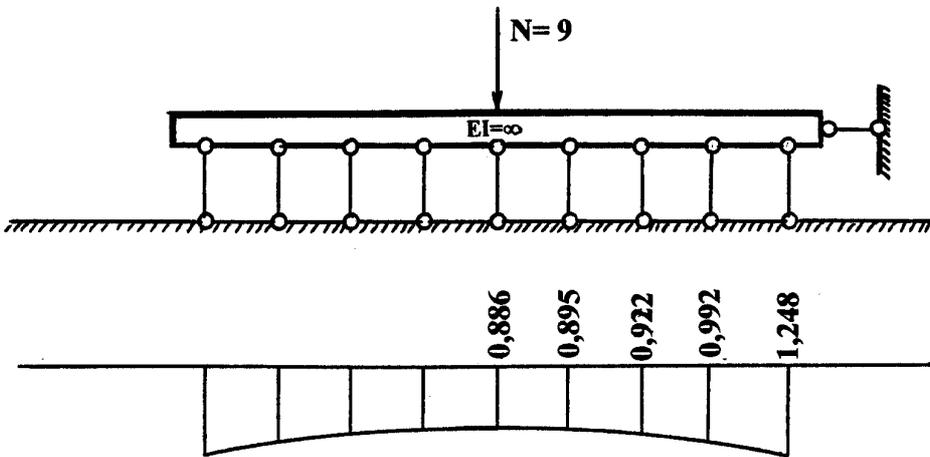
L'analyse des solutions existantes pour la poutre sur appui élastique continu permet de se convaincre que l'hypothèse d'une distribution uniforme de la réaction du sol le long de la poutre est parfaitement admissible pour la pratique.

La figure 76a montre la distribution des réactions du sol sous une poutre infiniment rigide, soumise à une charge uniforme, calculée par la méthode de Zhemochkin (Zhemochkin et Sinitsyn, 1947, 1962). La figure 76b montre la distribution des réactions du sol sous la même poutre chargée par une force concentrée. Les forces externes  $q$  et  $N$  et les réactions  $q_r$  du sol sont données sous forme adimensionnelle (Manuel du projeteur, 1973). On peut voir que les distributions des réactions du sol sont pratiquement identiques dans les deux cas, car la poutre infiniment rigide assure dans les deux cas une répartition des charges proche d'une distribution uniforme.

Dans le cas d'une poutre flexible de 14 m de longueur, soumise à une charge uniforme  $q_a$ , et à un système de forces et moments concentrés  $N$  et  $M$ , calculée comme système mécanique tridimensionnel par la méthode de Gorbunov-Posadov (1953) (figure 77), on peut aussi se convaincre que la forme de la réaction du sol sous la poutre diffère peu de celle représentée sur la figure 76 (Tsytoovich et al., 1959).



a. Charge uniformément répartie



b. Charge concentrée au milieu de la poutre

Figure 76 Réactions du sol sous une poutre rigide

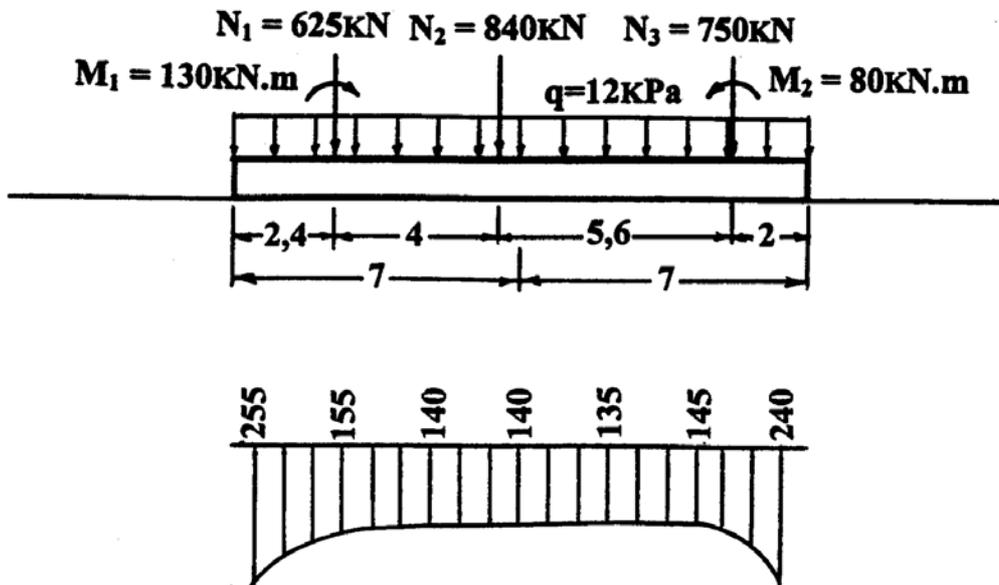


Figure 77 Réactions du sol sous une poutre flexible

Dans la partie centrale de la poutre de la figure 77, la réaction  $q_r$  du sol est pratiquement constante. On observe aussi la concentration de contraintes aux bords de la poutre, qui est caractéristique de toutes les structures de fondations reposant sur un appui élastique, quand on les calcule par la théorie de l'élasticité, ce qui plus une conséquence de la méthode qu'un phénomène réel.

Par conséquent, on peut aussi admettre dans ce cas, sans faire de grande erreur, que la réaction du sol est uniformément répartie. Pour les sols gonflants, cette hypothèse permet de simplifier fortement les équations à résoudre. Ceci est encore justifié par le fait que la structure des semelles filantes (poutre de fondation, mur encastré dans le sol) se rapproche d'une poutre de rigidité infinie et que leur rigidité est encore augmentée par celle de la structure du bâtiment ou de l'ouvrage (Ejjaaouani, 1986).

Nous ne pouvons considérer comme satisfaisante l'utilisation simultanée des équations différentielles de la flexion des poutres, sous leur forme classique (3.3) ou (3.53), avec une fonction définie à priori de soulèvement de la surface d'un massif de sol gonflant, car cela conduit à la séparation partielle de la fondation et du sol.

Afin d'éviter ce problème, il nous paraît préférable d'utiliser dans ce cas le modèle de Filonenko-Borodich (1947). Dans ce modèle, la poutre de fondation se présente comme une poutre à rigidité  $EI$  constante, soumise à la charge connue de l'ouvrage et à la réaction connue du sol, correspondant pour partie au sol naturel et pour partie au sol en cours d'humidification (Figure 78).

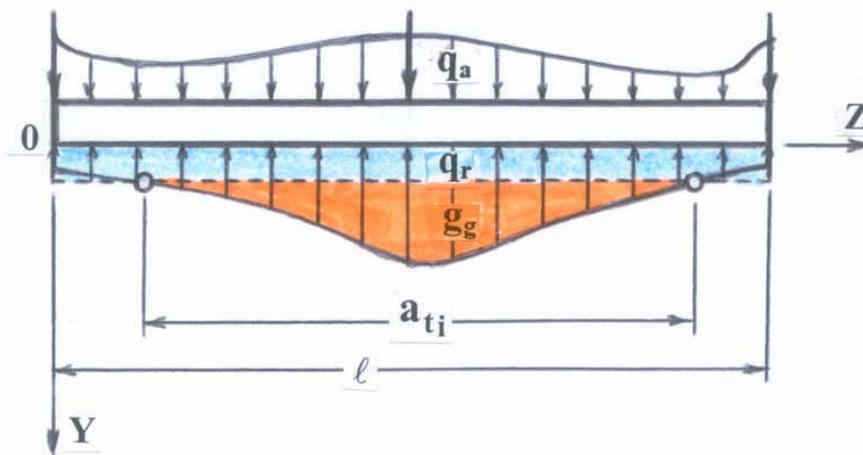


Figure 78 Modèle de calcul de poutre de fondation (Filonenko-Borodich, 1947)

La poutre peut représenter une bande bidimensionnelle découpée dans une dalle et travaillant en déformations planes. Dans ce cas, la rigidité de cette bande est caractérisée par la rigidité cylindrique :

$$D = \frac{EI}{1 - \nu^2} \quad (3.56)$$

où  $\nu$  est le coefficient de Poisson.

Les semelles filantes peuvent être soumises à des charges de différentes formes transmises par l'ouvrage. Cependant, dans la plupart des cas, la pratique de l'ingénieur montre que toutes ces charges peuvent être mises sous une forme simple. On admet de façon générale qu'un bâtiment en briques, quelles que soient ses ouvertures, transmet aux fondations une charge uniformément répartie. Dans ce cas, on fait pour cette raison

l'hypothèse que la charge transmise par la superstructure de l'ouvrage est une charge uniformément répartie  $q_a$  (figure 79a).

Les charges dues aux bâtiments à ossature la charge peut être représentée par des forces concentrées, appliquées aux fondations à la base des poteaux de la structure (figure 79b). La charge des colonnes peut aussi être représentée par comme une charge uniformément répartie variant par paliers.

Dans les bâtiments à ossature avec remplissage en maçonnerie de briques, la charge externe est représentée comme une combinaison de forces concentrées et de charges uniformément réparties (figure 79c)

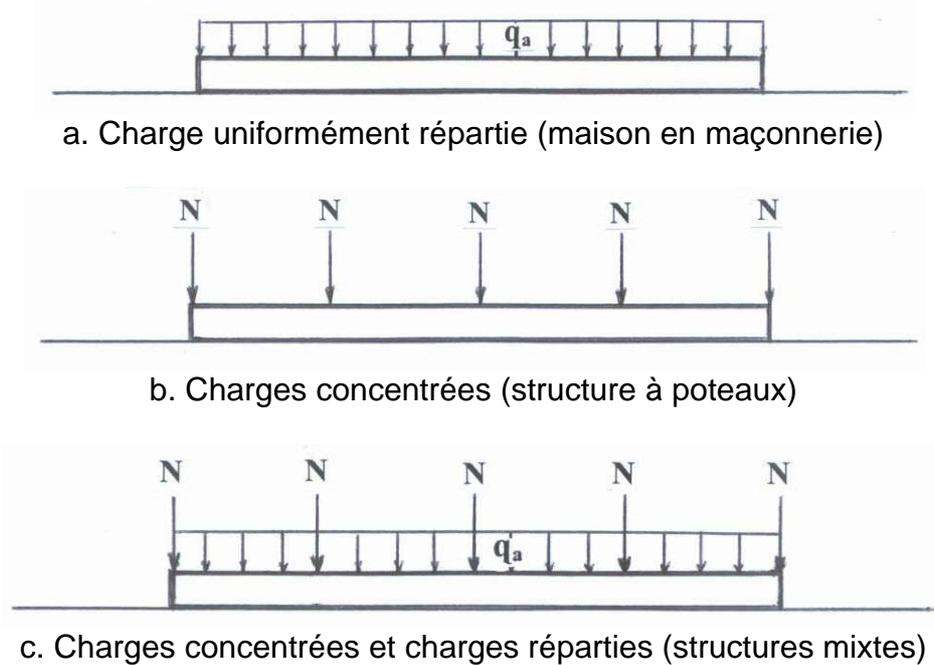


Figure 79 Distributions de charges les plus fréquentes dans la pratique

Dans les cas plus complexes, la charge extérieure peut être considérée comme une combinaison de charges élémentaires : forces concentrées, moments, charges variant par paliers, avec ou sans discontinuités, et le calcul de la poutre s'effectue par la méthode de superposition.

Pour décrire la réaction du sol au contact avec la surface de la poutre de fondations, nous partons de l'existence simultanée de la réaction du sol naturel sur toute la longueur de la poutre et de la réaction du sol gonflant, qui agit seulement dans la zone active de contact de longueur  $a(t)$  (figures 69, 70, 71 et 78).

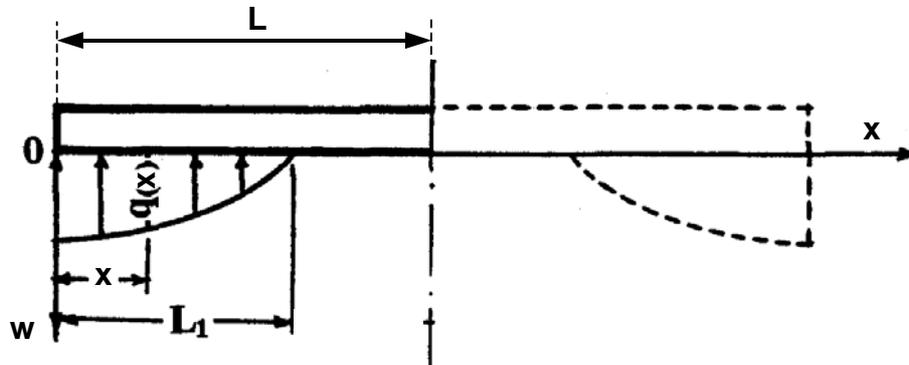
Nous admettons que, lors du processus de gonflement du sol, la longueur de la zone active  $a(t)$  augmente conformément à la vitesse horizontale de propagation du front de gonflement  $V_h$  le long de la poutre. La valeur globale de la pression de gonflement appliquée à la poutre de fondation augmente et la réaction du sol naturel diminue, pour s'adapter aux conditions d'équilibre de la poutre.

La forme de la réaction du sol sous la fondation dépend à son tour de la durée d'humidification ( $t$ ), de la vitesse de propagation horizontale du front de gonflement, de la profondeur d'encastrement de la fondation et de la profondeur de la source d'eau par rapport à la fondation.

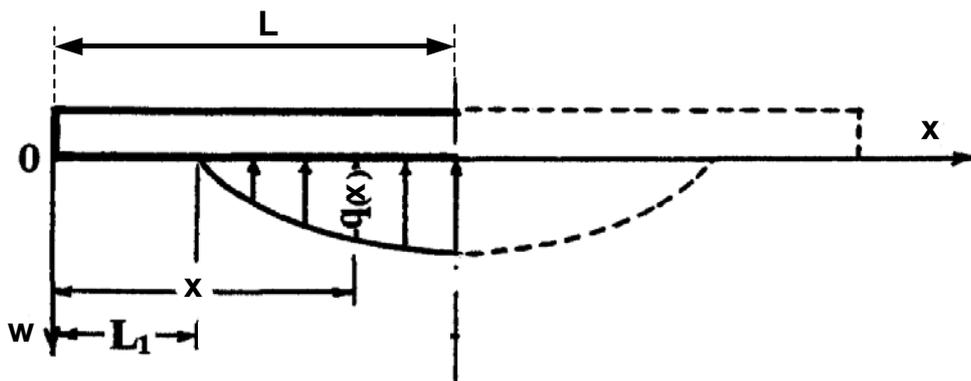
Dans le cas de l'humidification périphérique, on analyse seulement la moitié de la poutre en raison de la symétrie du problème et la réaction du sol gonflant sous la poutre de fondation est décrite par l'équation :

$$q(x) = k b s_d \left( \frac{L_1 - x}{L_1} \right)^m \quad (3.57)$$

pour la partie gauche de la demi-poutre de longueur L (figure 80a).



a. Humidification périphérique



b. Humidification centrale

Figure 80 Distribution de la pression de gonflement sous la poutre de fondation

Pour le cas de l'humidification centrale, on étudie aussi la moitié de la poutre et la réaction du sol gonflant est décrite par l'équation (figure 80b) :

$$q(x) = k b s_d \left( \frac{x - L_1}{L - L_1} \right)^m \quad (3.58)$$

avec pour notations :

k – module de réaction du sol, déterminé au moyen de la formule (3.32) et du graphique de la figure 62 ;

$s_d$  – déficit de gonflement, égal à la différence entre le gonflement libre  $s_0$  et l'amplitude du gonflement du sol  $s_g$ , déterminé en fonction de la pression extérieure appliquée  $\sigma_a$ , au moyen de la formule (3.32) ;

b – largeur de la poutre ;

$L_1$ , L et x - caractéristiques géométriques définies sur la figure 80.  $L_1$  dépend du temps t ;

m – paramètre de la loi d'évolution de la forme de la distribution de la pression de gonflement en fonction du temps. Il est recommandé de déterminer la valeur de m au temps t au moyen de la relation :

$$m = \frac{H}{a(t)} ; \quad (3.59)$$

H – profondeur de la source d'eau sous la semelle de fondation ;

a(t) – longueur de la zone active (égale à  $L_1$  dans le cas de l'humidification périphérique, figure 80a, et à  $L-L_1$  dans le cas de l'humidification centrale, figure 80b). La longueur de la zone active dépend du temps t et de la vitesse horizontale de propagation du front de gonflement  $V_h$  et vaut (formule 3.40) :

$$a(t) = V_h t ;$$

t – durée de l'humidification.

Lorsque la source d'eau est située à la profondeur H sous la fondation (figures 67a,b,c), on peut déterminer le rayon du front de gonflement au moyen de la formule (3.41) :

$$R(t) = V_r t ;$$

$V_r$  – vitesse radiale de déplacement du front de gonflement.

Pour une valeur donnée du rayon R(t), l'épaisseur totale de la zone active du sol gonflant sous la source d'eau est égale au temps t à (formule 3.42) :

$$H(t) = R(t) + H$$

et la longueur de la zone active au niveau de la semelle de fondation (dans la direction horizontale) vaut (formule 3.43) :

$$a(t) = \sqrt{R^2(t) - H^2} .$$

Dans le cas où la perméabilité du sol est différente dans les directions verticale et horizontale, on peut déterminer les dimensions verticale et horizontale de la zone active au moyen des formules (3.44) et (3.45), voir aussi la figure 68.

En plus de la pression de gonflement, s'exerce sur la semelle de fondation la réaction du sol à l'état naturel  $q_r$ , dont on calcule la valeur à partir des équations d'équilibre (3.46), (3.47), (3.48).

Ainsi, lorsque l'on connaît l'ensemble des charges appliquées à la poutre, on peut déterminer la valeur des efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant), ainsi que la flèche, en prenant en compte les conditions d'équilibre et les conditions aux limites nécessaires.

### **3.6 Détermination des efforts internes dans une semelle filante lors de l'humidification périphérique du sol gonflant à partir de la surface**

Considérons une fondation superficielle posée à la surface d'un massif de sol gonflant homogène humidifié par des eaux de pluie ou une inondation (figure 66a). L'eau pénètre dans le sol simultanément par les deux extrémités de la fondation et progresse symétriquement sous la fondation. Le modèle de calcul de la poutre de fondation est représenté sur la figure 81.

La charge appliquée à la fondation superficielle est représentée par une charge uniformément répartie  $q_a$  due aux murs du bâtiment et par des forces concentrées  $N_i$  pour les charges transmises à la fondation par les poteaux et les trumeaux. Comme dans le cas considéré le schéma d'humidification du sol et le schéma de chargement sont symétriques par rapport au milieu de la fondation, nous traiterons uniquement le problème de la moitié (gauche) de la poutre.

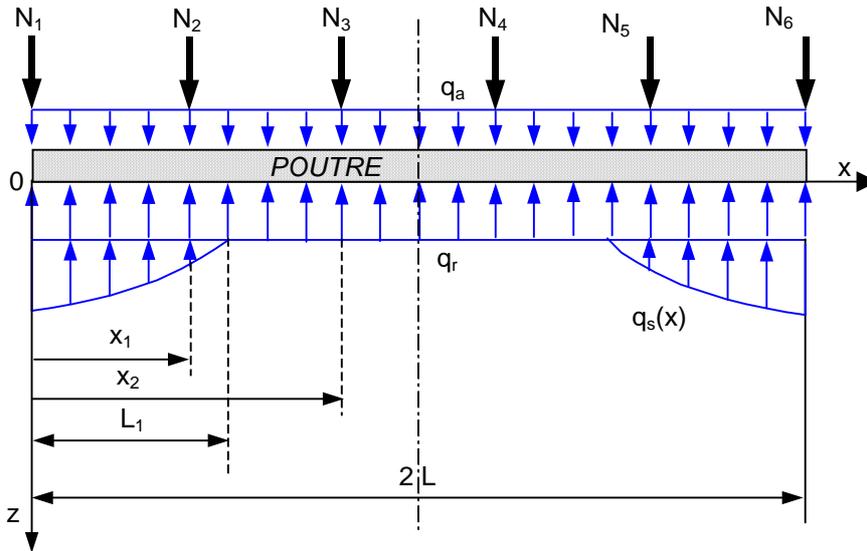


Figure 81 Schéma de calcul de la semelle filante sur sol gonflant (humidification périphérique)

L'origine des abscisses  $x$  est fixée à l'extrémité de la poutre et la largeur de la poutre est supposée égale à  $b = 1$  m. La réaction  $q_r$  du sol dans son état initial peut être déterminée à partir de la condition d'équilibre :

$$\sum Q = 0$$

soit

$$\sum_{i=1}^n N_i + q_a L = q_r L + \int_0^{L_1} q_g(x) dx \quad (3.60)$$

où  $q_g(x)$  est la fonction de réaction du sol gonflant sur la partie active de la surface de contact.

La fonction  $q_g(x)$  est définie par l'équation (3.57)

$$q_g(x) = k b s_d \left( \frac{L_1 - x}{L_1} \right)^m$$

de sorte que l'équation (3.60) devient :

$$\sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) L = \frac{k b s_d}{L_1^m} \int_0^{L_1} (L_1 - x)^m dx \quad (3.61)$$

Après intégration, on obtient :

$$\sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) L = \frac{k b s_d L_1}{m + 1}$$

d'où

$$q_r = q_a + \frac{1}{L} \left( \sum_{i=1}^n N_i - \frac{k b s_d L_1}{m + 1} \right) \quad (3.62)$$

L'équation donnant l'effort tranchant dans toute section de la poutre s'écrit :

$$Q(x) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) x - \frac{k b s_d x}{m + 1} \quad (3.63a)$$

pour  $x$  compris entre 0 et  $L_1$  et pour les forces  $N_i$  de la zone comprise entre 0 et  $x$ .

Pour  $x > L_1$ , la formule devient :

$$Q(x) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) x - \frac{k b s_d L_1}{m + 1} \quad (3.63b)$$

En cas de chargement symétrique de la poutre, l'effort tranchant est toujours nul au milieu de la poutre.

Le moment fléchissant dans une section quelconque de la poutre est déterminé à partir de l'équation d'équilibre des moments :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} - \int_0^x (x - t)q_g(t)dt \quad (3.64)$$

dans laquelle l'intégration sur les forces  $N_i$  est limitée à l'intervalle  $[0, x]$ .

La fonction  $q_g(x)$  peut être écrite selon la forme de l'équation (3.57), et l'équation (3.64) devient, pour  $x$  compris dans l'intervalle de 0 à  $L_1$  :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} - \frac{k b s_d}{L_1^m} \int_0^x (x - t)(L_1 - t)^m dt \quad (3.65)$$

puis

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{k b s_d}{L_1^m} \left[ \frac{(L_1 - t)^{m+1}(x - t)}{m + 1} - \frac{(L_1 - t)^{m+2}}{(m + 1)(m + 2)} \right]_0^x.$$

On obtient finalement l'expression suivante pour  $M(x)$  :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{k b s_d}{L_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1}x}{m + 1} + \frac{(L_1 - x)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m + 1)(m + 2)} \right], \quad (3.66a)$$

où  $x$  est compris entre 0 et  $L_1$  et

Quand  $x$  est compris entre  $L_1$  et  $L$ , la formule donnant  $M(x)$  devient :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{k b s_d L_1}{m + 1} \left[ x - \frac{L_1}{m + 2} \right]. \quad (3.66b)$$

Le moment fléchissant  $M(x)$  est maximal au centre de la poutre. À partir du début de l'humidification et jusqu'au moment où  $L_1 = L$ , il est égal à (équation 3.67a) :

$$M(L > L_1) = \sum_{i=1}^n N_i(L - x_i) + \frac{(q_a - q_r)L^2}{2} + \frac{k b s_d L_1}{m + 1} \left[ L_1 - \frac{L_1}{m + 2} \right]. \quad (3.67a)$$

Lorsque les deux fronts de gonflement se sont rejoints, c'est à dire pour  $L < L_1$ , on obtient, à partir de l'équation (3.66a) :

$$M(L < L_1) = \sum_{i=1}^n N_i(L - x_i) + \frac{(q_a - q_r)L^2}{2} + \frac{k b s_d}{L_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1}L}{m + 1} + \frac{(L_1 - L)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m + 1)(m + 2)} \right]. \quad (3.67b)$$

L'expérience montre toutefois que la flèche de la poutre devient très petite quand  $L=L_1$  et qu'il n'est en général pas nécessaire de faire des calculs avec la formule (3.67b), d'autant que la valeur de  $m$  tend vers zéro au cours de l'humidification.

La flèche  $w(x)$  dans une section quelconque de la poutre peut être déterminée par superposition des flèches correspondant aux forces concentrées  $N_i$ , à la charge uniformément répartie  $(q_a - q_r)$  et à la réaction de gonflement du sol  $q_g(x)$ , pour le cas d'une poutre encastree en son milieu.

Pour les forces concentrées  $N_i$ , les formules du calcul des structures donnent la valeur de la flèche sous la force  $N_i$  au point d'application de cette force, et le reste de la poutre en console, entre  $x=0$  et  $x=x_i$ , est rectiligne, avec une pente égale à celle de la parabole de la flèche entre  $x=x_i$  et  $x=L$ . On obtient, pour chaque force :

$$w_{N_i}(x \geq x_i) = \frac{N_i(L - x)^2}{6EI} (2L - 3x_i + x); \quad (3.68a)$$

$$w_{N_i}(x < x_i) = \frac{N_i(L - x_i)^2}{6EI} (2L - 3x + x_i) , \quad (3.68b)$$

et il reste à faire la somme de ces flèches pour obtenir l'effet des forces concentrées.

Lorsqu'il y a une seule force  $N_1$  appliquée à l'extrémité de la poutre ( $x_1=0$ ), on retrouve l'expression connue de la flèche maximale d'une poutre en console chargée à son extrémité :

$$w_N(x = 0) = \frac{N_1 L^3}{3EI} . \quad (3.69)$$

Pour la charge uniformément répartie ( $q_a-q_r$ ), on obtient :

$$w_q(x) = \frac{(q_a - q_r)L^4}{24EI} \left( \frac{L-x}{L} \right)^2 \left[ 6 - 4 \frac{L-x}{L} + \left( \frac{L-x}{L} \right)^2 \right] . \quad (3.70)$$

Pour  $x=0$  et  $q=q_a-q_r$ , on obtient la formule connue de la flèche à l'extrémité d'une poutre en console soumise à une charge uniformément répartie :

$$w_q(x = 0) = \frac{qL^4}{8EI} . \quad (3.71)$$

Pour obtenir la valeur de la flèche dans toute section de la poutre de fondation, sous l'effet de la réaction de gonflement du sol, on utilise l'équation différentielle du second ordre :

$$EI \frac{d^2w}{dx^2} = M(x) , \quad (3.72)$$

dans laquelle  $M(x)$  a pour l'expression (dernier terme de l'équation 3.66) :

$$M(x < L_1) = \frac{k b s_d}{L_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1}x}{m+1} + \frac{(L_1 - x)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \right] \quad (3.73a)$$

$$M(x \geq L_1) = \frac{k b s_d L_1}{m+1} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] . \quad (3.73b)$$

d'où

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{k b s_d}{EIL_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1}x}{m+1} + \frac{(L_1 - x)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \right] \quad (x < L_1) \quad (3.74a)$$

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{k b s_d L_1}{EI(m+1)} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] \quad (x \geq L_1) . \quad (3.74b)$$

On obtient l'expression de la flèche dans une section quelconque de la poutre de fondation en intégrant deux fois l'équation (3.74). Le processus d'intégration fait apparaître deux ensembles de deux constantes d'intégration, l'un pour l'intervalle  $[x=0, x=L_1]$  et l'autre pour l'intervalle  $[x=L_1, x=L]$ . Les constantes du second intervalle sont déterminées par les conditions d'encastrement de la poutre en son milieu : flèche nulle  $w(L)=0$  et dérivée première de la flèche nulle  $dw(L)/dx = 0$ . Connaissant l'équation de la flèche pour l'intervalle  $[x=L_1, x=L]$ , on peut trouver les paramètres d'intégration pour l'intervalle  $[x=0, x=L_1]$  en écrivant l'égalité de la flèche et de sa dérivée première pour  $x=L_1$ .

L'intégrale de l'équation (3.74b) donne la variation en fonction de  $x$  de la pente de la poutre dans l'intervalle  $[x=L_1, x=L]$  :

$$\frac{dw}{dx} = \frac{k b s_d L_1}{EI(m+1)} \int \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] dx \quad (3.75)$$

soit

$$\frac{dw}{dx} = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{x^2}{2} - \frac{L_1}{m+2} x \right] + C_1 . \quad (3.76)$$

La valeur de  $C_1$  est déduite de la condition sur la pente (nulle au milieu de la poutre, c'est-à-dire pour  $x = L$ ) :

$$C_1 = -\frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{L^2}{2} - \frac{L_1 L}{m+2} \right] = -\frac{kbs_d L_1 L}{EI(m+1)} \left[ \frac{L}{2} - \frac{L_1}{m+2} \right] . \quad (3.77)$$

L'intégrale de l'équation (3.76) donne la variation de la flèche de la poutre en fonction de  $x$  :

$$w = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \int \left[ \frac{x^2}{2} - \frac{L_1}{m+2} x \right] dx - \int \frac{kbs_d L_1 L}{EI(m+1)} \left[ \frac{L}{2} - \frac{L_1}{m+2} \right] dx \quad (3.78)$$

soit :

$$w = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{x^3}{6} - \frac{L_1 x^2}{2(m+2)} \right] - \frac{kbs_d L_1 L}{EI(m+1)} \left[ \frac{L}{2} - \frac{L_1}{m+2} \right] x + C_2$$

ou

$$w = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{x^3}{6} - \frac{L_1 x^2}{2(m+2)} - \left( \frac{L^2}{2} - \frac{L_1 L}{m+2} \right) x \right] + C_2 . \quad (3.79)$$

La valeur de la constante d'intégration  $C_2$  est déduite de la condition de non déplacement du milieu de la poutre :  $w(x=L)=0$ , soit :

$$C_2 = -\frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{L^3}{6} - \frac{L_1 L^2}{2(m+2)} - \left( \frac{L^3}{2} - \frac{L_1 L^2}{m+2} \right) \right] .$$

On obtient finalement :

$$C_2 = -\frac{kbs_d L_1 L^2}{EI(m+1)} \left[ -\frac{L}{3} + \frac{L_1}{2(m+2)} \right] \quad (3.80)$$

Le report dans l'équation (3.79) de l'expression (3.80) de la constante d'intégration  $C_2$  donne l'expression de la flèche produite par la réaction de gonflement du sol :

$$w = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ \frac{x^3}{6} - \frac{L_1 x^2}{2(m+2)} - \left( \frac{L^2}{2} - \frac{L_1 L}{m+2} \right) x \right] - \frac{kbs_d L_1 L^2}{EI(m+1)} \left[ -\frac{L}{3} + \frac{L_1}{2(m+2)} \right] \quad (3.81)$$

Dans l'intervalle  $[x=0, x=L_1]$ , l'équation différentielle (3.74a) qui définit les variations de la flèche de la poutre en fonction de  $x$  est identique à l'équation (3.74b) que nous venons de résoudre à un terme près :

$$\frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1} x}{m+1} + \frac{(L_1 - x)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \right] = \frac{kbs_d L_1}{EI(m+1)} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] + \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+2}}{(m+1)(m+2)}$$

Nous allons intégrer ce terme complémentaire une première fois

$$\int \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+2}}{(m+1)(m+2)} dx = \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+3}}{(m+1)(m+2)(m+3)} + C_3$$

puis une seconde fois

$$\int \left[ \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+3}}{(m+1)(m+2)(m+3)} + C_3 \right] dx = \frac{kbs_d}{EIL_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} + C_3 x + C_4 .$$

Pour assurer la continuité de la flèche au passage de  $L_1$ , il faut que le terme supplémentaire et sa dérivée soient tous deux nuls. Cette double condition implique que  $C_3$  et  $C_4$  soient tous les deux nuls car le reste de l'expression s'annule pour  $x=L_1$ .

En conclusion, les équations qui donnent les valeurs de l'effort tranchant  $Q(x)$ , du moment fléchissant  $M(x)$ , de la pente  $\beta(x)$  de la poutre et la flèche de la poutre  $w(x)$  sont les suivantes :

$$Q(x < L_1) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r)x - \frac{k b s_d x}{m+1}$$

$$Q(x > L_1) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r)x - \frac{k b s_d L_1}{m+1}$$

$$M(x < L_1) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{k b s_d L_1}{E I(m+1)} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] + \frac{k b s_d}{E I L_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+2}}{(m+1)(m+2)}$$

$$M(x > L_1) = \sum_{i=1}^n N_i(x - x_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{k b s_d L_1}{m+1} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right]$$

$$\beta(x < L_1) = \frac{dw}{dx} = \frac{k b s_d L_1}{E I(m+1)} \left[ \frac{x^2}{2} - \frac{L_1}{m+2} x \right] + \frac{k b s_d L_1 L}{E I(m+1)} \left[ \frac{L}{2} - \frac{L_1}{m+2} \right] + \frac{k b s_d}{E I L_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+3}}{(m+1)(m+2)(m+3)}$$

$$\beta(x > L_1) = \frac{dw}{dx} = \frac{k b s_d L_1}{E I(m+1)} \left[ \frac{x^2}{2} - \frac{L_1}{m+2} x \right] + \frac{k b s_d L_1 L}{E I(m+1)} \left[ \frac{L}{2} - \frac{L_1}{m+2} \right]$$

$$w(x < L_1) = \frac{k b s_d L_1}{E I(m+1)} \left[ \frac{x^3}{6} - \frac{L_1 x^2}{2(m+2)} - \left( \frac{L^2}{2} - \frac{L_1 L}{m+2} \right) x \right] - \frac{k b s_d L_1 L^2}{E I(m+1)} \left[ -\frac{L}{3} + \frac{L_1}{2(m+2)} \right] + \frac{k b s_d}{E I L_1^m} \frac{(L_1 - x)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)}$$

$$w(x > L_1) = \frac{k b s_d L_1}{E I(m+1)} \left[ \frac{x^3}{6} - \frac{L_1 x^2}{2(m+2)} - \left( \frac{L^2}{2} - \frac{L_1 L}{m+2} \right) x \right] - \frac{k b s_d L_1 L^2}{E I(m+1)} \left[ -\frac{L}{3} + \frac{L_1}{2(m+2)} \right].$$

### Valeur de m

Dans les formules de calcul précédentes intervient un paramètre  $m$ , qui agit sur l'évolution au cours de l'humidification de la forme de la réaction de gonflement du sol sous la poutre de fondation. Il est recommandé de déterminer la valeur de  $m$  en utilisant la formule :

$$m = \frac{H}{a(t)} \quad (3.59)$$

où  $H$  est la profondeur de la source d'eau par rapport à la base de la poutre de fondation et  $a(t)$  est la longueur de la zone active du sol humidifié, dans laquelle se développe la pression de gonflement et qui dépend de la position de la source d'eau (figures 66, 67), de la perméabilité du sol et de la durée de l'humidification. Sa valeur est déterminée au moyen des formules (3.40), (3.43) ou (3.45). Dans le cas traité ici,  $a(t) = L_1(t)$ .

Pour  $m = 0$  ( $H=0$ ) ; ce qui correspond à une source d'eau située au niveau de la base de la fondation, l'humidification du sol se développe de façon uniforme au cours du temps dans les directions horizontale et verticale et crée une distribution uniforme de la pression de gonflement sous la poutre de fondation (figure 82.a).

Pour  $0 < m < 1$  [ $0 < H < a(t)$ ], ce qui correspond au cas où la source d'eau se trouve à une certaine profondeur sous le niveau de la fondation, la propagation de l'humidification dans le sol n'est plus uniforme et la distribution de la pression de gonflement sous la poutre de fondation a une allure courbe (figure 82.b).

Pour  $m > 1$  [ $H > a(t)$ ], lorsque la source d'eau se trouve à une profondeur supérieure à  $a(t)$ , la forme de la distribution de la pression de gonflement sous la poutre de fondation prend l'allure indiquée sur la figure 82.c.

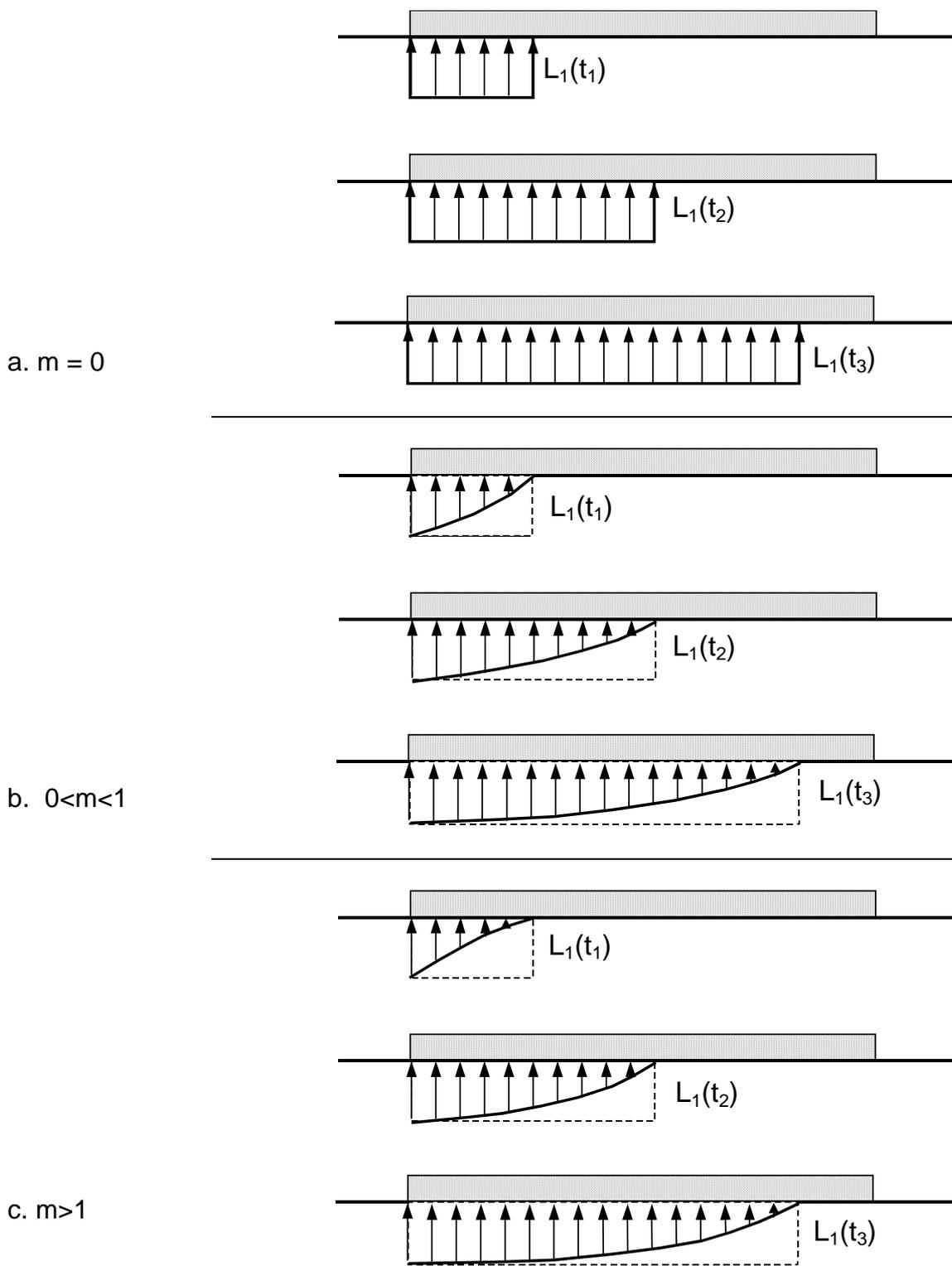
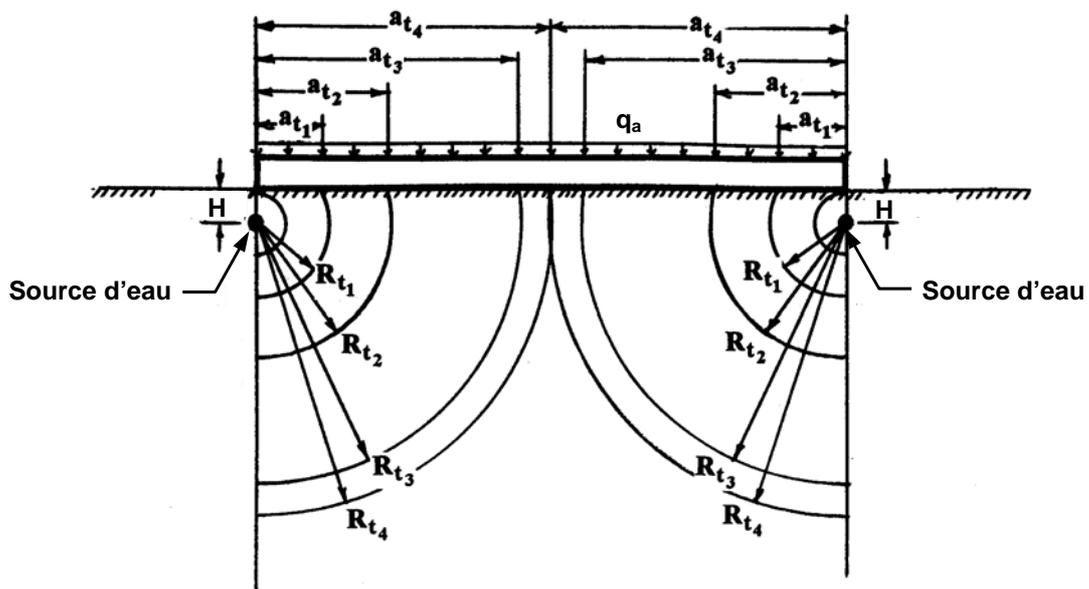


Figure 82 Évolution de la forme de la distribution des pressions de gonflement en fonction du temps

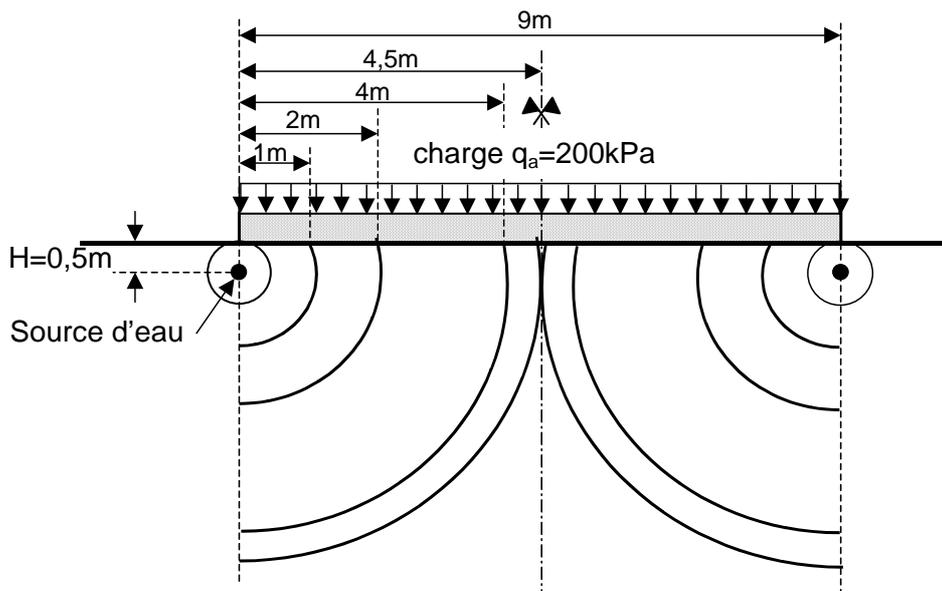
Il se peut que la valeur de  $m$  varie dans l'intervalle  $0 < m < n$ , où  $n > 1$ . Dans ce cas, la forme de la distribution de la pression de gonflement du sol sous la poutre de fondation peut, au cours du temps, passer d'une forme concave ( $m > 1$ ) à une forme convexe ( $m < 1$ ) et tendre vers une distribution uniforme (rectangulaire) en cas d'humidification de longue durée ( $m=0$ ).

La question de l'apparition et de la propagation des contraintes de gonflement sous la fondation est fondamentale parce que la pression de gonflement fait sortir la fondation de son état d'équilibre et détermine l'intensité des efforts internes dans la structure de la fondation. Mais cela ne se produit que lorsque le gonflement du sol n'est pas uniforme. Lorsque la distribution des pressions de gonflement s'égalise sous la fondation, les efforts internes supplémentaires diminuent puis disparaissent.

Examinons le cas du calcul d'une semelle filante en béton de 9 m de longueur, 1 m de largeur et  $h = 1,55$  m de hauteur, soumise à une charge uniforme de  $q_a = 200$  kPa et reposant sur un sol gonflant. L'humidification du sol est provoquée par deux sources d'eau ponctuelles disposées à une profondeur de  $H = 0,5$  m sous le niveau de fondation, à ses extrémités droite et gauche (Figure 83).



a. Schéma de principe



b. Exemple de calcul

Figure 83 Évolution de l'humidification du sol au cours du temps

On admet que le sol est homogène et que la vitesse de propagation du front d'humidification dans les directions verticale ( $v_v$ ) et horizontale ( $v_h$ ) est égale et vaut  $v = v_v = v_h = 0,9$  m/mois (d'après les données expérimentales de Sorochan (1989)). Les durées d'humidification  $t_i$  de calcul ont été choisies pour obtenir des valeurs entières de la longueur de la zone active sous la fondation :  $t_1 = 1,24$  mois [ $a(t_1) = 1$  m],  $t_2 = 2,29$  mois [ $a(t_2) = 2$  m],  $t_3 = 4,48$  mois [ $a(t_3) = 4$  m],  $t_4 = 5,03$  mois [ $a(t_4) = 4,5$  m]. Ces valeurs de  $a(t_i)$  correspondent à  $m_1 = 0,5$  ;  $m_2 = 0,25$  ;  $m_3 = 0,125$  ;  $m_4 = 0,111$ .

Pour déterminer le module de réaction  $k$  au gonflement du sol, nous utiliserons les résultats d'essais œdométriques en laboratoire réalisés sur des éprouvettes de sols gonflants prélevées sur le site expérimental d'Ouarzazate (chapitre 5).

La figure 84 présente la courbe de variation de la déformation de gonflement du sol lors de son humidification, en fonction de la pression appliquée.

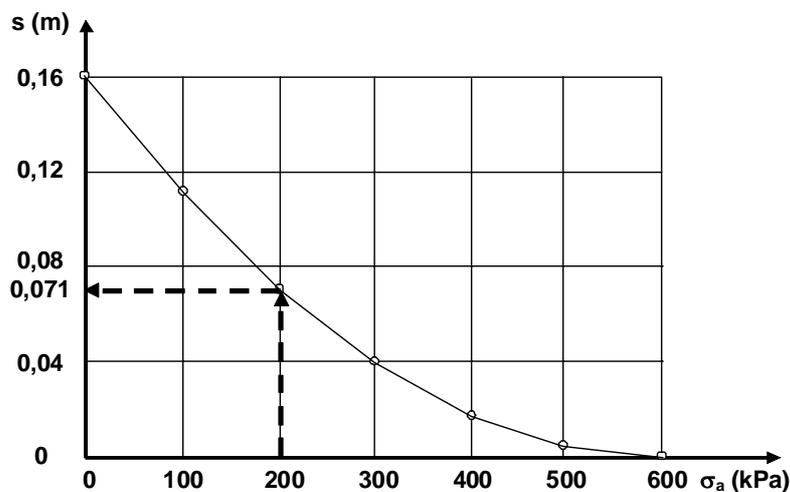


Figure 84 Résultat d'un essai de gonflement à l'œdomètre

Si la charge due à l'ouvrage vaut  $\sigma_a = 200$  kPa, la valeur du gonflement de l'éprouvette vaut  $s_g = 0,071$  m et le « déficit de gonflement »  $s_d = s(\sigma_a=0) - s(\sigma_a=200 \text{ kPa})$  vaut 0,089 m. Ainsi, le module de réaction du sol  $k$  peut être déterminé au moyen de la formule (3.32) :

$$k = \frac{\sigma_a}{s_o - s_g} = \frac{200}{0,089} = 2247,2 \text{ kPa / m ,}$$

ce qui est l'inverse de la pente de la droite qui joint les points (0 ; 0,16) et (200 ; 0,071) de la courbe.

Une fois  $k$  connu, si l'on admet que  $a(t_i) = L_i$  (figure 83) et si l'on considère la semelle filante comme une demi-poutre de longueur  $L_1 + a$  (figure 80), la formule (3.57) permet de calculer la distribution de la pression de gonflement en fonction de  $x$  dans la zone active (de longueur  $L_i$ ). On en déduit la valeur de la pression de contact résiduelle  $q_r(x)$  au moyen de la formule (3.63), dans laquelle on néglige la contribution des forces concentrées  $N_i$  :

$$q_{ri} = q_a - \frac{k b s_d L_i}{(L_1 + a)(m + 1)} ,$$

soit

$$q_{r1} = 200 - \frac{200 \cdot 1}{4,5 \cdot 1,5} = 170,38 \text{ kN / m ,}$$

$$q_{r2} = 200 - \frac{200 \cdot 2}{4,5 \cdot 1,25} = 128,9 \text{ kN / m ,}$$

$$q_{r3} = 200 - \frac{200.4}{4,5.1,125} = 41,98 \text{ kN/m} ,$$

$$q_{r4} = 200 - \frac{200.4,5}{4,5.1,111} = 20 \text{ kN/m} .$$

On peut noter dans les calculs précédents que l'augmentation de la longueur de la zone active d'humidification du sol  $L_1$  produit une diminution de la valeur de la pression résiduelle  $q_{ri}$  du sol sous la fondation et que, lorsque  $m$  tend vers 0,  $q_r$  tend aussi vers 0. Le sol dans son état naturel non saturé est progressivement transformé en sol saturé (figure 85.a) et la poutre revient à l'état d'équilibre interne ( $L_1=4,5\text{m}$  et  $m=0$ ) qui existait avant l'humidification du sol. La distribution des moments dans la poutre peut être déterminée au moyen de la formule (3.66a, pour  $x < L_1$ ), avec  $N_i = 0$  :

$$M(x) = \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{kbs_d}{L_1^m} \left[ \frac{L_1^{m+1}x}{m+1} + \frac{(L_1 - x)^{m+2} - L_1^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \right]$$

ou de la formule (3.66b, pour  $L_1 < x < L_1 + a$ ), avec  $N_i = 0$  :

$$M(x) = + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} + \frac{kbs_d L_1}{m+1} \left[ x - \frac{L_1}{m+2} \right] ,$$

où  $x$  est la distance le long de la poutre, comptée à partir de son extrémité gauche

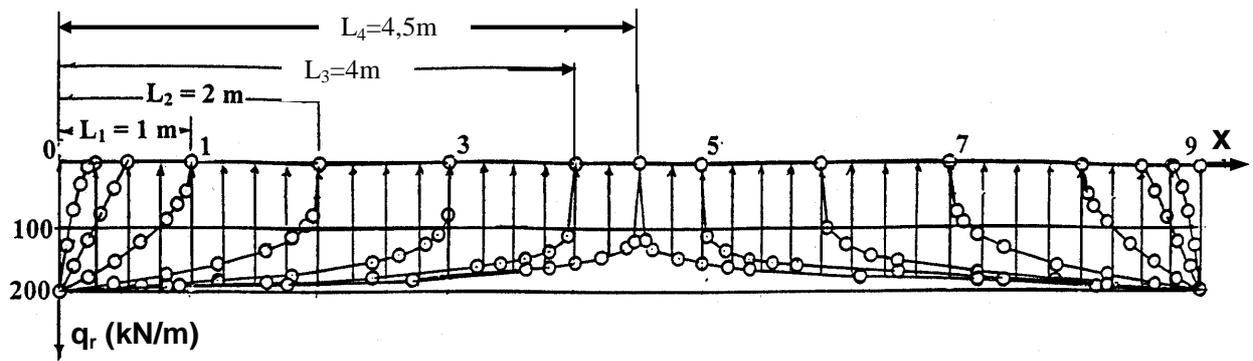
Au début de l'humidification, les moments fléchissants dans le corps de la poutre augmentent avec la longueur de la zone active, jusqu'à ce qu'elle atteigne le milieu de la demi-poutre ( $L_1 = 2,25 \text{ m}$ ), puis ils diminuent au fur et à mesure de la transformation du sol naturel non saturé en sol saturé. Ils redeviennent nuls lorsque  $L_1 = 4,5 \text{ m}$  et  $m = 0$  (figure 85.b).

Le calcul de l'effort tranchant  $Q$  s'effectue au moyen de la formule (3.63a). Les résultats sont présentés sur la figure 85.c. L'effort tranchant change de signe au milieu de la demi-poutre.

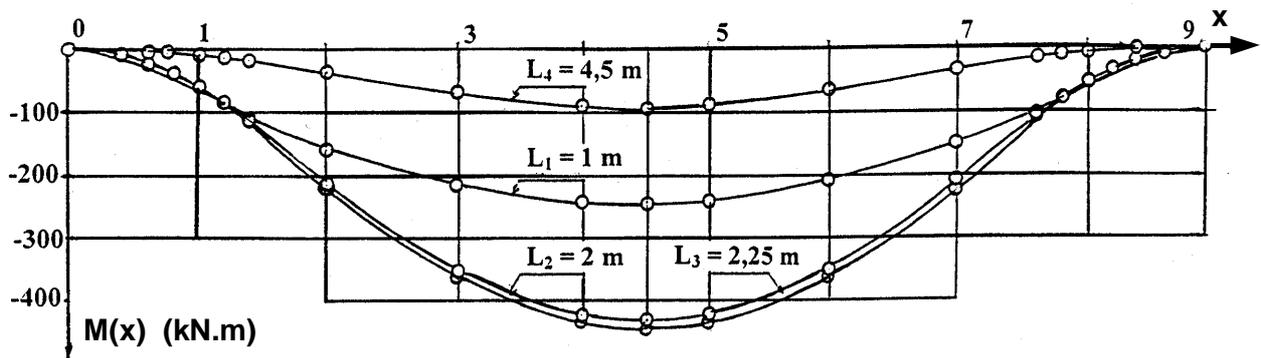
La flèche  $y$  de la semelle filante est donnée par la formule (3.82), pour  $N_i = 0$ . Les résultats des calculs sont représentés sur la figure 85.d. Le soulèvement commence sur les bords de la semelle filante, passe par un maximum puis revient vers zéro.

L'article de Lytton (1971) développe un exemple de calcul de semelle filante fondé sur des données expérimentales obtenues par l'auteur dans la ville d'Adélaïde (Australie). Malheureusement, cet article ne donne pas l'ensemble des résultats de ses calculs et nous pouvons seulement comparer les valeurs maximales des moments fléchissants dans la semelle filante. La longueur de la fondation est de 9,14 m, celle de la demi-poutre vaut 4,57 m et la largeur de la semelle est de 0,61 m. La charge appliquée à la fondation vaut  $\sigma_a = 42,8 \text{ kN/m}$ . Le module de réaction du sol vaut  $1935 \text{ kPa/m} \pm 15\%$ . La valeur utilisée pour notre exemple de calcul était de  $2247,2 \text{ kPa/m}$ , c'est-à-dire qu'elle est proche de celle de Lytton. Nous pouvons en déduire que les caractéristiques de déformabilité du sol sont très proches et qu'il est possible d'utiliser la courbe de gonflement œdométrique de la figure 84 pour caractériser l'amplitude du gonflement en fonction de la charge appliquée au sol.

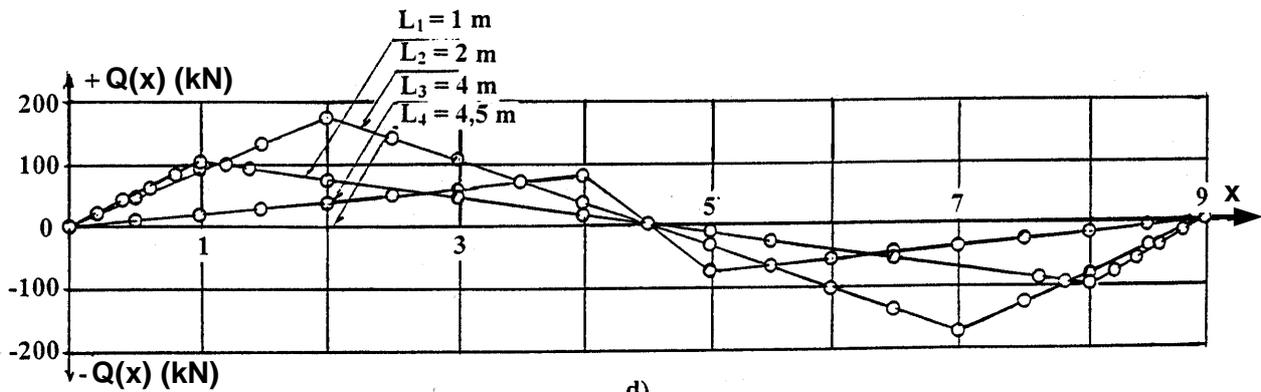
Un autre calcul, qui n'est pas présenté ici, a été effectué avec les données de Lytton. Ce calcul a donné un moment fléchissant maximal au milieu de la fondation de  $M_{\max} = -101,2 \text{ kN.m}$ , alors que Lytton donne une valeur de  $-113,2 \text{ kN.m}$  pour le même moment maximal.



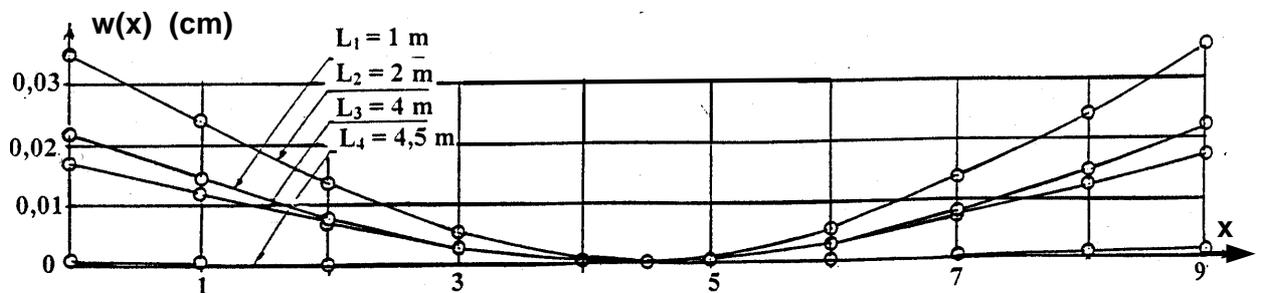
a. Réaction du sol



b. Moment fléchissant



d) c. Effort tranchant



d. Flèche (soulèvement) de la poutre

Figure 85 Variations en fonction du temps de la pression résiduelle  $q_r$ , du moment fléchissant  $M$ , de l'effort tranchant  $Q$  et de la flèche  $y$  de la semelle

Il faut noter que Lytton a admis que la fondation peut se détacher du sol (figure 57.a), ce que nous considérons comme inexact. Dans la méthode de calcul développée ici, il existe des contraintes de contact sur toute la surface de la fondation et le développement d'efforts internes supplémentaires et de la flèche de la fondation provient de la redistribution des contraintes de contact provoquée par l'humidification non uniforme du sol sous la fondation.

### 3.7 Détermination des efforts internes dans une semelle filante lors de l'humidification du sol gonflant au-dessous du centre de la fondation

Le gonflement du sol sous le centre d'une semelle filante peut se produire pour deux raisons principales :

- l'infiltration d'eau à partir de sources diverses (canalisations, etc.),
- la remontée des eaux souterraines sous une surface imperméabilisée par un bâtiment ou par le bétonnage ou bitumage d'une route ou aire industrielle, dans le cas où l'évaporation est dominante sous les bords de la surface imperméabilisée, ce qui empêche le sol de gonfler à cet endroit.

Nous allons examiner le cas d'une fondation assimilable à une poutre et placée à la surface du sol ou encastrée d'une certaine profondeur. Le sol est humidifié sous le centre de cette fondation par suite d'infiltrations d'eau.

Le modèle de calcul d'une poutre de fondation en cas d'humidification symétrique par rapport à son centre est représenté sur la figure 86. Cette symétrie de la charge et de l'humidification du sol permet de limiter le calcul à celui d'une demi-poutre. L'origine des coordonnées est placée à l'extrémité gauche de la demi-poutre. La largeur de la poutre vaut à  $b = 1$  m.

La valeur de la pression de réaction du sol sous la fondation dans son état initial  $q_r$  peut être déduite des conditions d'équilibre vertical de la poutre :

$$\sum_{i=1}^n N_i + q_a L = q_r L \quad (3.60)$$

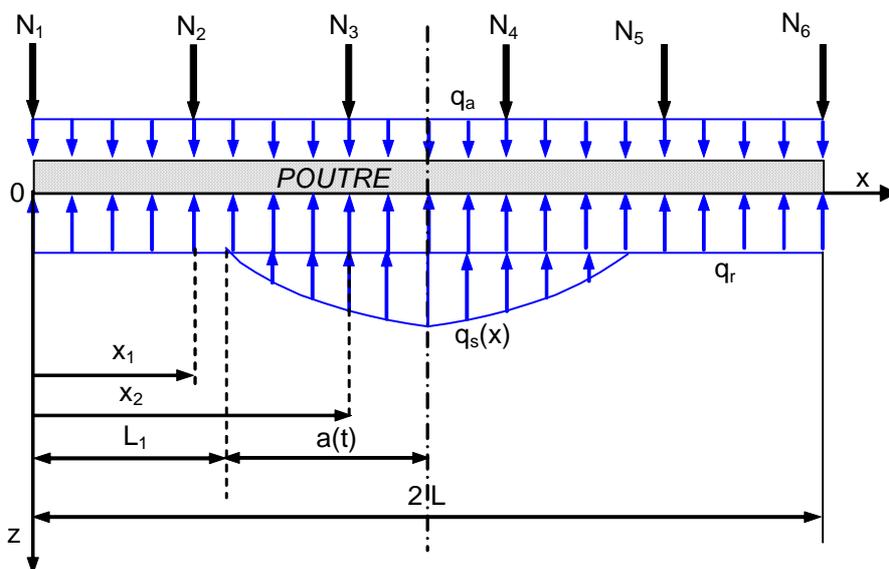


Figure 86 Schéma de calcul de la semelle filante sur sol gonflant (humidification par le centre)

Si le sol gonfle sous la fondation entre  $x = L_1$  et  $x = L_1+a$ , l'équilibre s'écrit désormais :

$$\sum_{i=1}^n N_i + q_a L = q_r L + \int_{L_1}^{L_1+a} q_g(x) dx, \quad (3.61)$$

où  $q_g(x)$  est la pression de gonflement exercée par le sol sous la partie centrale de la fondation.

Nous admettons que la fonction  $q_g(x)$  a la forme suivante (équation 3.58) :

$$q(x) = k b s_d \left( \frac{x - L_1}{L - L_1} \right)^m.$$

L'équation (3.61) s'écrit alors :

$$\sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) L = \frac{k b s_d}{a^m} \int_{L_1}^{L_1+a} (x - L_1)^m dx, \quad (3.62)$$

et devient, après intégration :

$$\sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) L = \frac{k b s_d a}{m+1}, \quad (3.63)$$

d'où

$$q_r = q_a + \frac{1}{L} \left( \sum_{i=1}^n N_i - \frac{k b s_d a}{m+1} \right). \quad (3.64)$$

L'équation de l'effort tranchant  $Q(x)$  dans toute section de la demi-poutre s'écrit sous la forme :

$$Q(x) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) x \quad \text{pour } x < L_1 \quad (3.65a)$$

ou

$$Q(x) = \sum_{i=1}^n N_i + (q_a - q_r) x - \frac{k b s_d x}{m+1} \quad \text{pour } L_1 < x < L. \quad (3.65b)$$

L'équation du moment fléchissant  $M(x)$  dans toute section de la demi-poutre s'écrit sous la forme :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i (x - L_i) + \frac{(q_a - q_r) x^2}{2} \quad \text{pour } x < L_1 \quad (3.66a)$$

ou

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i (x - L_i) + \frac{(q_a - q_r) x^2}{2} - \int_{L_1}^x q_g(x-t) dt \quad \text{pour } L_1 < x < L. \quad (3.66b)$$

Si l'on remplace  $q_g(x)$  par son expression (3.58), l'expression (3.66b) devient :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i (x - L_i) + \frac{(q_a - q_r) x^2}{2} - \frac{k b s_d}{a^m} \int_{L_1}^x (x - L_1)^m (x - t) dt$$

soit

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i (x - L_i) + \frac{(q_a - q_r) x^2}{2} - \frac{k b s_d}{a^m} \frac{(x - L_1)^{m+2}}{(m+1)(m+2)}, \quad \text{pour } L_1 < x < L \quad (3.67)$$

où  $x$  est la distance de l'origine des coordonnées à la section dont on détermine les moments (comprise entre 0 et  $L = L_1+a$ ).

On obtient la valeur maximale du moment fléchissant pour  $x = L$ , au milieu de la poutre de fondation :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n N_i(L - L_i) + \frac{(q_a - q_r)L^2}{2} - kbs_d \frac{a^2}{(m+1)(m+2)} . \quad (3.68)$$

La flèche dépend dans le cas général de la superposition des effets des forces concentrées  $N_i$ , des charges uniformes  $q_a$  ou  $q_r$  et de la charge due au gonflement du sol  $q_g(x)$ . Dans le cas considéré, il n'y a pas de forces  $N_i$  et la pression  $q_a$  (devenue  $q_r$  à cause du gonflement) est uniforme. Ces deux termes ne peuvent par conséquent produire de flèche de la poutre. Par conséquent, l'équation différentielle générale (3.72) :

$$EI \frac{d^2w}{dx^2} = M(x) .$$

qui s'écrit, en tenant compte des équations (3.66a) et (3.67) :

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{1}{EI} \left[ \sum_{i=1}^n N_i(x - L_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} \right] \quad \text{pour } x < L_1 \quad (3.69a)$$

ou

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \sum_{i=1}^n N_i(x - L_i) + \frac{(q_a - q_r)x^2}{2} - \frac{kbs_d}{a^m} \frac{(x - L_1)^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \quad \text{pour } L_1 < x < L \quad (3.69b)$$

se réduit à

$$\frac{d^2w}{dx^2} = 0 \quad \text{pour } x < L_1 \quad (3.70a)$$

et

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{kbs_d}{Ela^m} \frac{(x - L_1)^{m+2}}{(m+1)(m+2)} \quad \text{pour } L_1 < x < L . \quad (3.70b)$$

Après double intégration de l'équation (3.70b), on obtient l'équation de la flèche d'une poutre. Les deux constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$  sont déterminées d'après les conditions aux limites suivantes.

La première intégration donne l'expression de l'angle de rotation  $\theta(x)$  de la section de la poutre :

$$\frac{dw}{dx} = \theta(x) = \frac{kbs_d}{Ela^m} \frac{(x - L_1)^{m+3}}{(m+1)(m+2)(m+3)} + C_1 \quad \text{pour } L_1 < x < L . \quad (3.71)$$

Pour  $x = L$ , cet angle de rotation doit être nul (pour raison de symétrie), d'où :

$$C_1 = - \frac{kbs_d}{Ela^m} \frac{a^{m+3}}{(m+1)(m+2)(m+3)} . \quad (3.72)$$

La deuxième intégration donne l'expression de la flèche en fonction de  $x$  :

$$w(x) = \frac{kbs_d}{Ela^m} \left[ \frac{(x - L_1)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} - \frac{a^{m+3}x}{(m+1)(m+2)(m+3)} \right] + C_2 . \quad (3.73)$$

La valeur de  $C_2$  est déduite de la condition :  $x = L$  ;  $a = L - L_1$  ;  $w(x) = 0$

$$C_2 = - \frac{kbs_d}{Ela^m} \left[ \frac{(L - L_1)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} - \frac{(L - L_1)^{m+3}L}{(m+1)(m+2)(m+3)} \right] . \quad (3.74)$$

Alors :

$$w(x) = \frac{kbs_d}{Ela^m} \left[ \frac{(x - L_1)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} - \frac{a^{m+3}x}{(m+1)(m+2)(m+3)} - \dots - \frac{(L - L_1)^{m+4}}{(m+1)(m+2)(m+3)(m+4)} + \frac{a^{m+3}L}{(m+1)(m+2)(m+3)} \right] \quad (3.75)$$

### Exemple de calcul

À titre d'exemple, nous allons calculer le soulèvement de la semelle filante déjà étudiée dans la section 3.6, sous l'effet du gonflement provoqué par l'infiltration d'eau à partir d'un point situé à la profondeur  $H = 0,5\text{m}$  sous le centre de la semelle de la fondation (figure 87).

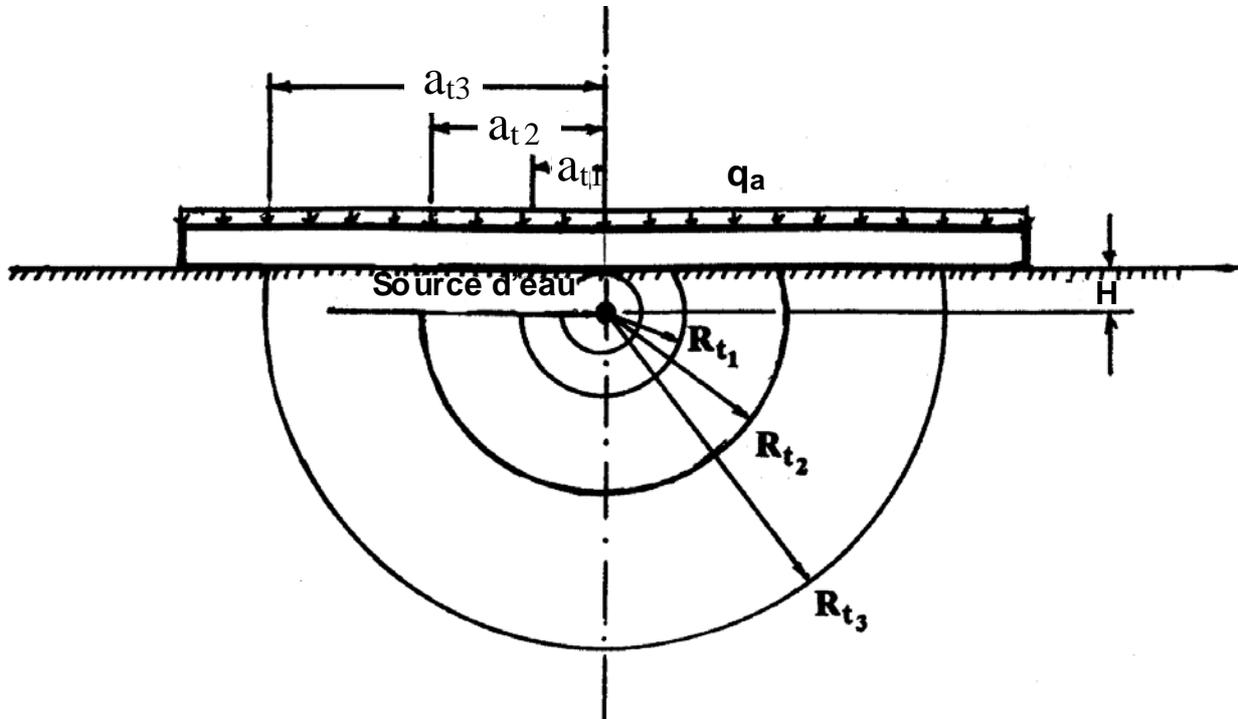


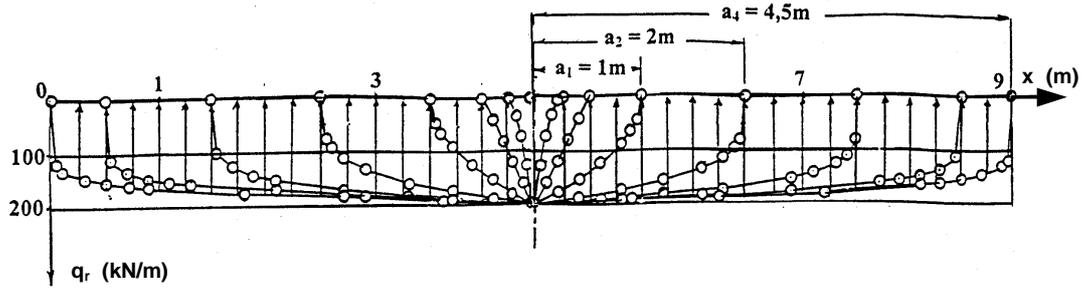
Figure 87 Évolution de l'humidification du sol au cours du temps (humidification par le centre)

On utilise pour ce calcul les mêmes données et les mêmes calculs intermédiaires que dans l'exemple de la section 3.6. Les formules (3.58), (3.85a), (3.86), (3.88) et (3.95) donnent les valeurs de la pression de gonflement  $q_g(x)$  (figure 88.a), du moment fléchissant  $M(x)$  (figure 88.b), de l'effort tranchant  $Q(x)$  (figure 88.c) et de la flèche de la fondation  $w(x)$  (figure 88.d), pour différentes longueurs de la zone active du sol sous la fondation [ $a_1 = a(t_1) = 1\text{m}$ ,  $a_2 = a(t_2) = 2\text{m}$ ,  $a_3 = a(t_3) = 4\text{m}$  et  $a_4 = a(t_4) = 4,5\text{m}$ ].

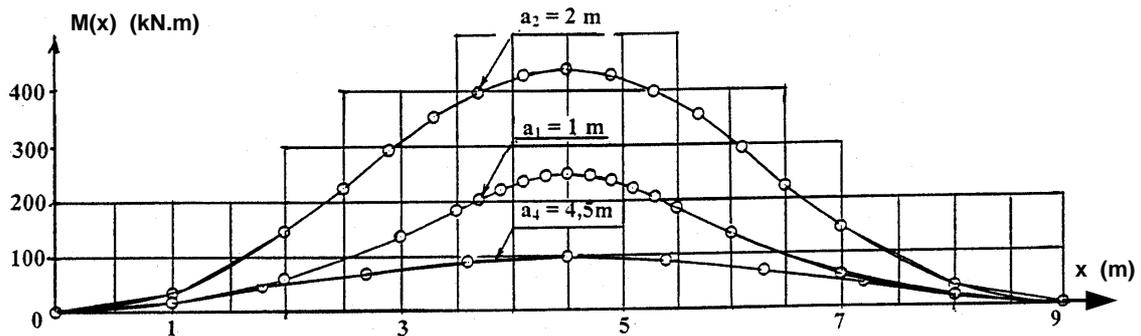
On peut noter que l'humidification du sol sous le centre de la fondation crée des efforts et déformations complémentaires de la poutre de fondation égales à celles que l'on calcule dans le cas d'humidification périphérique, mais de signe opposé.

Comme dans le cas de la section 3.6, les efforts internes augmentent au cours de l'humidification passent par un maximum et reviennent à des valeurs nulles lorsque tout le sol a été humidifié sous la fondation.

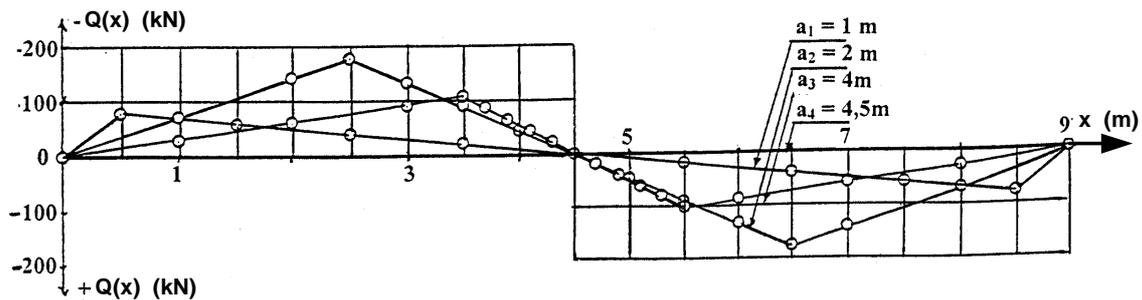
Les deux solutions développées dans ce chapitre peuvent être superposées et combinées pour trouver des solutions aux problèmes plus généraux où le nombre de sources d'eau est supérieur à un et pour des cas de chargement plus complexes, comme on peut les rencontrer dans la pratique de la construction.



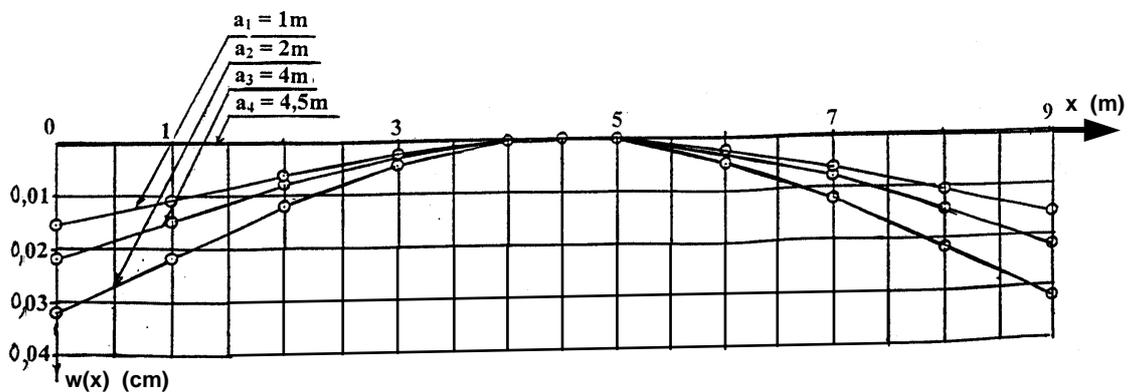
a. Réaction du sol



b. Moment fléchissant



c. Effort tranchant



d. Flèche de la poutre

Figure 88 Variations en fonction du temps de la pression de réaction  $q_r$ , du moment fléchissant  $M$ , de l'effort tranchant  $Q$  et de la flèche  $w$  de la semelle (humidification par le centre)

### 3.8 Conclusions

Le gonflement et le retrait des sols argileux dépendent des variations de la quantité d'eau qui se trouve dans le massif de sol. Deux hypothèses ont été avancées pour expliquer la pénétration de l'eau entre les particules des sols :

- la première hypothèse s'appuie sur la théorie de la capillarité, telle que décrite par Terzaghi (1951), selon laquelle les forces d'attraction de surface qui agissent entre les parois capillaires des pores et l'eau forment des ménisques d'eau dont la concavité est dirigée vers les capillaires et qui serrent les particules du sol les unes contre les autres. La forme des ménisques correspond à des pressions capillaires négatives, qui attirent l'eau vers les capillaires ;
- la seconde hypothèse considère que le gonflement des sols provient de la capacité des particules d'argiles à absorber de l'eau, non seulement dans l'espace entre les particules minérales mais aussi dans le réseau cristallin du minéral.

Les premières méthodes empiriques de calcul des fondations sur sols gonflants furent publiées en 1959 par le Building Research Advisory Board (BRAB) aux Etats-Unis d'Amérique. Ces méthodes traitent la fondation comme une poutre sur deux appuis lorsque le gonflement des sols se produit sous les extrémités de la fondation, et comme une poutre en console lorsque le sol gonfle sous le centre de la fondation.

Le gonflement uniforme du sol et le soulèvement uniforme des fondations ne créent pas d'efforts supplémentaires dans les structures des ouvrages. Par contre, le gonflement non uniforme du sol, qui provoque un soulèvement non uniforme de la fondation, est une source de danger sérieuse pour les fondations car il induit dans la structure des efforts et déformations non uniforme supplémentaires dans les fondations et dans la structure de l'ouvrage. La prévision de la forme de la surface libre des massifs de sols gonflants a pour cette raison été l'objet de recherches spéciales.

Les méthodes de prévision des efforts internes supplémentaires dans les structures des fondations et de leurs déformations sont fondées sur la description de la forme de la bosse ou du dôme de gonflement du sol et sur l'équation différentielle de la poutre sur appui élastique. Le gonflement local du sol crée dans la poutre des déformations non uniformes et des efforts internes supplémentaires. Dans toutes les méthodes de calcul que nous connaissons, on admet la séparation de la surface du sol et de la poutre sur une certaine longueur. Ces méthodes sont très simples et contiennent de nombreux coefficients empiriques, qui n'ont pas toujours de signification physique et ont souvent des dimensions inexplicables.

Il est établi que le processus de gonflement des sols évolue au cours du temps. Le gonflement du sol dépend des déplacements de l'eau dans le sol et de son adsorption sur les particules d'argile. Ces deux processus sont de nature différente et évoluent avec des vitesses différentes (vitesse d'écoulement de l'eau libre dans les pores et vitesse d'adsorption). Ces deux processus déterminent les vitesses horizontale et verticale de déplacement du front de gonflement dans le sol, c'est à dire l'évolution des dimensions de la zone active.

Nous pensons qu'il n'y a pas de raisons pour que la poutre se sépare du sol lors du gonflement et avons donc admis la continuité des déplacements de la poutre et du massif de sol gonflant.

Nous considérons que les efforts internes et déformations supplémentaires de la poutre de fondation en cas d'humification non uniforme du sol sont dus à la redistribution de la réaction du sol sous la poutre du fait de sa concentration dans les zones de gonflement.

Dans ce modèle, la poutre de fondation est une poutre à rigidité constante, soumise à des charges extérieures connues, dues d'une part à la structure et d'autre part à la réaction du sol, qui est due pour partie au sol gonflant et pour partie au sol dans son état initial.

Nous avons résolu les deux problèmes les plus fréquents de fondations superficielles sur sols gonflants, qui correspondent à deux modes de déformation du massif de sol :

- le gonflement du sol sous les extrémités des fondations ;
- le gonflement du sol sous le centre de la fondation.

Deux exemples de calcul réalisés avec les formules que nous avons élaborées ont été développés. Les courbes de variation des moments fléchissants, des efforts tranchants et des déformations de la poutre pendant l'humidification du sol sont présentées. Les valeurs des efforts et déformations supplémentaires créés par le gonflement du sol commencent par augmenter puis diminuent jusqu'à retrouver leur valeur initiale.



## Chapitre 4

# Modélisation du comportement des fondations sur semelle filante dans un massif de sol gonflant

- 4.1 Introduction
- 4.2 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle
- 4.3 Problème axisymétrique de la plaque circulaire
- 4.4 Problème tridimensionnel de la plaque rectangulaire
- 4.5 Calcul des contraintes sous une semelle carrée en tenant compte de la plastification du sol
- 4.6 Tassement et soulèvement des fondations superficielles
- 4.7 Conclusion

### 4.1 Introduction

Le soulèvement des semelles reposant sur des sols gonflants dépend à la fois de l'expansivité du sol et de la charge appliquée par l'ouvrage. Il dépend aussi de la distribution des contraintes à l'intérieur du sol, qui détermine l'extension de la zone active et par conséquent l'amplitude du gonflement.

Pour calculer les contraintes dans un massif de sol, on superpose en général la distribution initiale des contraintes et une distribution d'incrément de contraintes que l'on détermine en utilisant un modèle de milieu continu élastique, dont le comportement ne dépend pas de l'état du sol ni de ses propriétés physiques et mécaniques. En réalité, on ne dispose pas de solutions décrivant la distribution des contraintes sous une semelle rigide. On utilise à la place des solutions développées pour des charges réparties sur la surface du sol, combinant des charges concentrées et des charges surfaciques obtenues par intégration des précédentes. Cette approche soulève toutefois aussi des difficultés connues : par exemple, dans le cas d'une charge uniforme sur une surface rectangulaire, on ne dispose de l'expression analytique des contraintes verticales que sous le centre et sous les angles du rectangle.

L'estimation de la répartition des contraintes sous une fondation superficielle reste donc un problème ouvert, dont nous allons comparer quelques variantes avant de présenter une méthode d'analyse de l'amplitude finale des tassements et gonflements d'un massif de sol gonflant sous une fondation superficielle.

### 4.2 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle

L'idée que les contraintes verticales sur un plan horizontal évoluent en fonction de la profondeur en fonction d'un angle de diffusion  $\beta$  a été notamment décrite par Holtz et Kovacs (1991), qui donnent à cet angle une valeur de  $\beta = 26,56$  degrés (soit  $\tan \beta = 0,5$ ). La valeur de  $\beta$  est souvent supposée constante pour les semelles filantes et

isolées, quels que soient le type de sol, son état et ses caractéristiques physiques et chimiques, et peut correspondre à une valeur moyenne acceptable de cet angle pour tous les types de semelles rigides et tous les types de sols. Les schémas de calcul correspondants pour les semelles filantes et les semelles carrées sont représentés sur les figures 89.a et b.

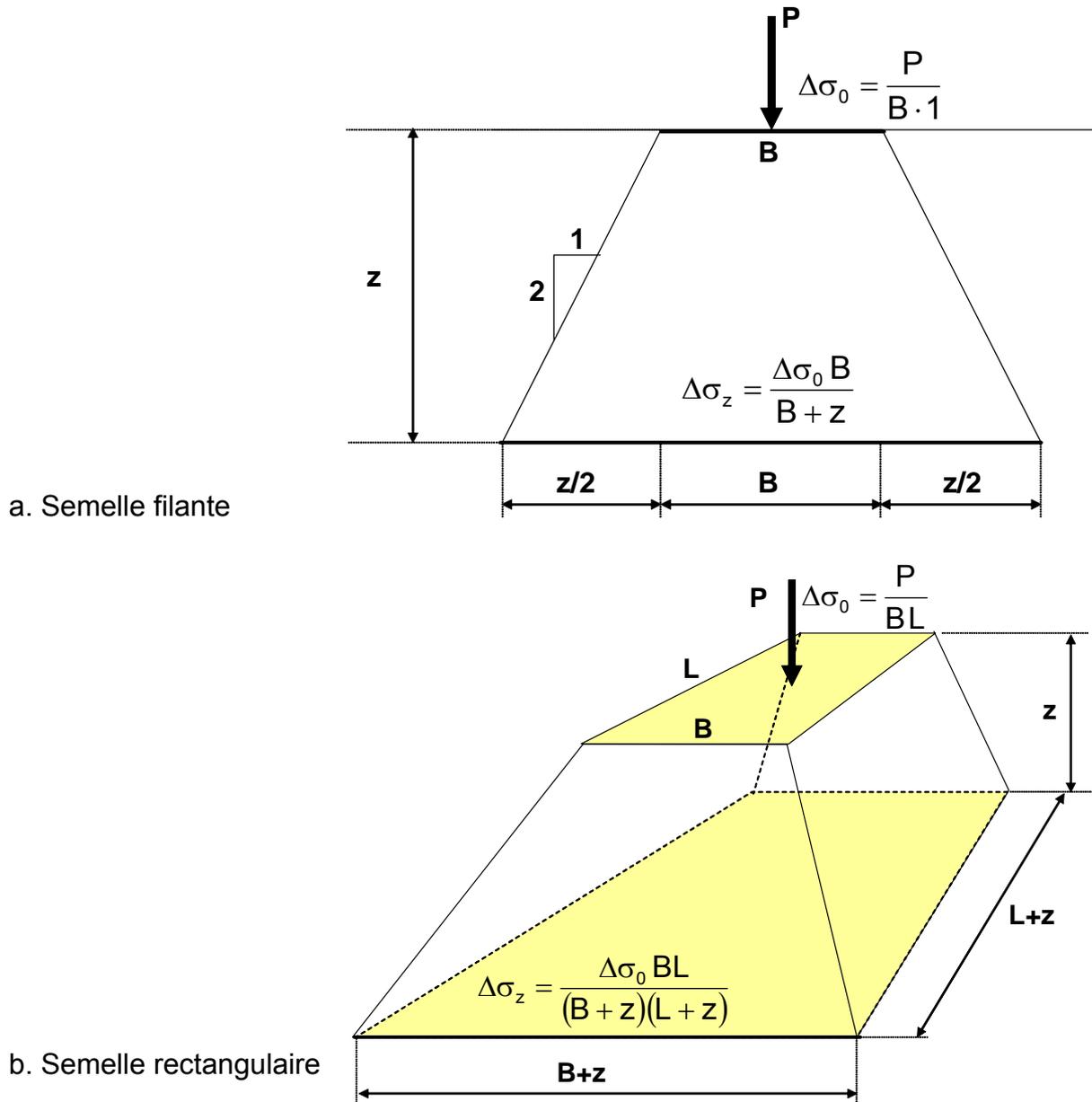


Figure 89. Schémas de diffusion des contraintes verticales selon une loi de pente 2

Les expressions des incréments moyens des contraintes verticales à la profondeur  $z$  sont respectivement :

- pour une semelle filante de largeur  $B$  :

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_0 B}{B + z} \quad (4.1)$$

pour une semelle rectangulaire de côtés B et L :

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_0 BL}{(B+z)(L+z)}. \quad (4.2)$$

La figure 90 compare les incréments de contraintes sous une semelle carrée d'un mètre de côté calculés par la formule (4.2) et par les théories de Boussinesq (1885) et de Westergaard (1926). On observe que la courbe de la formule (4.2) et la courbe de Westergaard sont très proches dans la partie haute de la couche de sol et diffèrent de celle de Boussinesq.

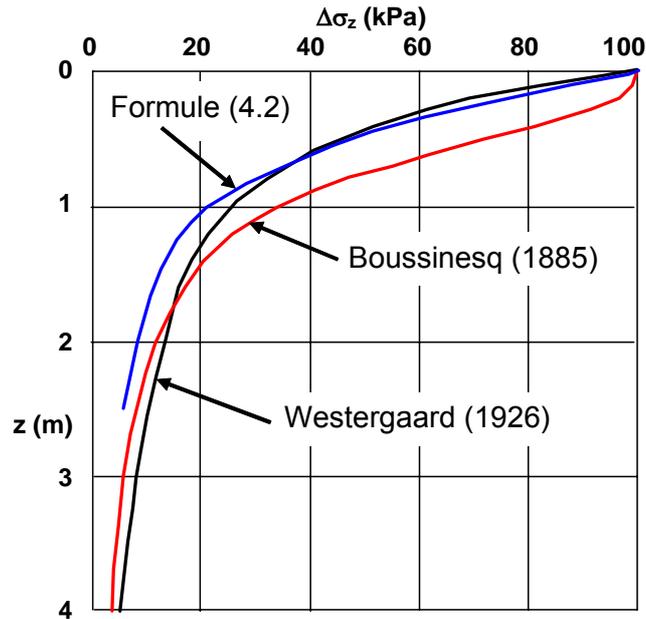


Figure 90. Comparaison des contraintes verticales calculées par trois méthodes en fonction de la profondeur pour une pression de 100 kPa sur une semelle carrée d'un mètre de côté.

Dans la partie la plus basse des courbes, à partir de 2m de profondeur, les trois courbes sont très proches et elles tendent vers zéro quand la profondeur augmente. Mais c'est dans la partie supérieure que l'amortissement des contraintes est le plus important. Comme nous l'avons déjà noté, le soulèvement du sol dépend de la charge appliquée en surface et de la redistribution de cette charge dans le sol et, même sous des charges élevées, il peut y avoir soulèvement de la fondation à cause du gonflement de couches de sols situées à une profondeur où la pression de gonflement  $\sigma_g$  est supérieure à la contrainte verticale globale  $\sigma_v = \gamma z + \Delta\sigma_z$ . Dans ce cas, les résultats des calculs par la formule (4.2) et par la méthode de Westergaard diffèrent sensiblement de ceux de la méthode de Boussinesq. De plus la formule (4.2) calcule une contrainte moyenne sous la semelle rigide à la profondeur  $z$ , tandis que la formule de Boussinesq détermine la valeur maximale de  $\Delta\sigma_z$  sous la fondation. Si l'on utilise cette formule, on peut donc ne pas remarquer un soulèvement dangereux de la fondation, qui peut se produire si l'amortissement des contraintes dues à la fondation est plus rapide que dans le calcul.

Pour généraliser les formules de calcul (4.1) et (4.2), on peut tenir compte de propriétés définies par couches, et libérer les valeurs de l'angle  $\beta$  de diffusion des contraintes en fonction de la profondeur. Ejjaouani et al. (2004) ont présenté une évaluation des contraintes créées dans le sol par une fondation superficielle par développement en séries. Si l'on calcule les valeurs moyennes de ces contraintes à la profondeur  $z$  sous la fondation, on obtient les relations (4.3), (4.4) et (4.5) :

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_0 R^2}{(R + z \tan\beta)^2} \text{ pour les semelles circulaires,} \quad (4.3)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_0 ab}{(a + 2z \tan\beta)(b + 2z \tan\beta)}, \text{ pour les semelles rectangulaires,} \quad (4.4)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_0 b}{b + 2z \tan\beta}, \text{ pour les semelles filantes,} \quad (4.5)$$

avec les notations suivantes :

- $\Delta\sigma_0$  – pression moyenne sous la semelle,
- $R$  – rayon de la semelle circulaire,
- $a, b$  – côtés de la semelle carrée,
- $b$  – largeur de la semelle filante.

### 4.3 Problème axisymétrique de la plaque circulaire

Considérons une plaque rigide circulaire de rayon  $R$ , appuyée sur un massif de sol qui possède un angle de diffusion des contraintes  $\beta$ . Un effort uniformément réparti est appliqué sur toute la surface de la plaque et applique une pression moyenne  $\Delta\sigma_0$  sur le sol. Sous l'effet de cette charge, il se développe en tout point du massif de sol, situé à la profondeur  $z$  et à la distance radiale  $\rho$  de l'axe de la plaque, une réaction verticale dont la composante verticale est notée  $\Delta\sigma_{z\rho}$ . Cette composante peut être évaluée de différentes façons, en fonction des hypothèses faites sur le comportement du sol, les conditions de contact avec la plaque, etc. Nous avons choisi d'en donner une description analytique directe, qui lui donne une forme comparable aux résultats des autres modes de calcul. L'expression adoptée est la suivante :

$$\Delta\sigma_{z\rho} = a_0 + a_1 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right) + a_2 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^2 + a_3 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^3 \quad (4.6)$$

avec  $r = \tan\beta$  et les notations définies sur la figure 91.

Les coefficients  $a_0, a_1, a_2$  et  $a_3$  de l'équation (4.6) sont déduits des conditions aux limites du problème :

- sous le milieu de la fondation, pour  $\rho = 0$ ,  $\Delta\sigma_{z\rho} = \Delta\sigma_{z0}$  ;, d'où  $a_0 = \Delta\sigma_{z0}$  ;
- sous le milieu de la fondation, pour  $\rho = 0$ , la dérivée de  $\Delta\sigma_{z0}$  par rapport à  $\rho$  est nulle (ce qui traduit le fait que la courbe est symétrique autour de l'axe), d'où  $a_1 = 0$  ;
- au bord de la zone de diffusion de la charge, pour  $\rho = r_0 + r$ , la dérivée de  $\Delta\sigma_{z0}$  par rapport à  $\rho$  est nulle, d'où  $a_2 = -3a_3/2$  ;

- au bord de la zone de diffusion de la charge, pour  $\rho = r_0 + r$ ,  $\Delta\sigma_{zp} = 0$ , ce qui, compte tenu de la condition précédente donne  $a_3 = 2\sigma_{z_0}$ . et  $a_2 = -3 \Delta\sigma_{z_0}$ .

L'équation (4.6) s'écrit donc sous la forme :

$$\Delta\sigma_{zp} = \Delta\sigma_{z_0} \left[ 1 - 3 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^2 + 2 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^3 \right]. \quad (4.7)$$

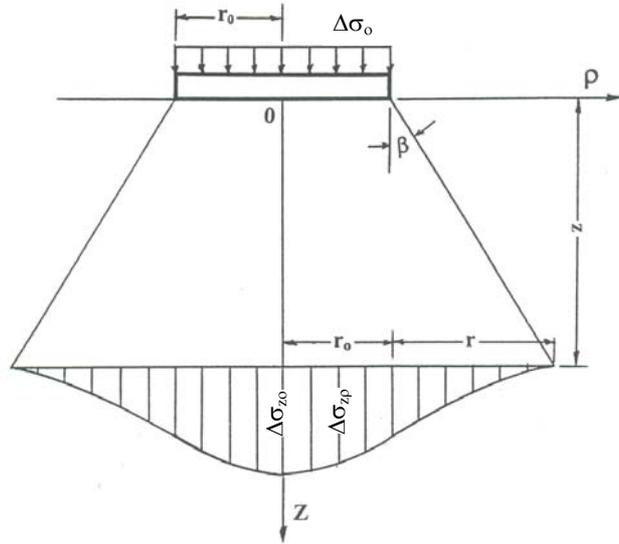


Figure 91. Schéma de calcul des contraintes sous une plaque circulaire

On obtient la valeur inconnue de la contrainte verticale maximale appliquée au sol  $\Delta\sigma_{zp}$  en écrivant que l'intégrale de  $\Delta\sigma_{zp}$  est égale à la charge appliquée sur la plaque  $Q = \Delta\sigma_0 \pi r_0^2$ . Cette condition s'écrit :

$$\Delta\sigma_0 \pi r_0^2 = \Delta\sigma_{rp} \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0+r} \left[ 1 - 3 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^2 + 2 \left( \frac{\rho}{r_0 + r} \right)^3 \right] \rho \, d\rho \, d\varphi.$$

Après intégration, prise en compte des conditions aux limites et quelques transformations, on obtient :

$$\Delta\sigma_{z_0} = \frac{\Delta\sigma_0 r_0^2}{0,3(r_0 + r)^2}.$$

En tenant compte de la relation  $r = z \tan \beta$  et introduisant le paramètre  $\lambda = 1/0,3 = 0,33$ , on obtient l'expression suivante de  $\Delta\sigma_{rp}$  :

$$\Delta\sigma_{zp} = \frac{\lambda \Delta\sigma_0 r_0^2}{(r_0 z \tan \beta)^2} \left[ 1 - 3 \left( \frac{\rho}{r_0 + z \tan \beta} \right)^2 + 2 \left( \frac{\rho}{r_0 + z \tan \beta} \right)^3 \right]. \quad (4.8)$$

À titre d'exemple, nous avons calculé les contraintes créées par une plaque rigide de rayon  $r_0 = 1\text{m}$ , pour une charge répartie sur la plaque  $\Delta\sigma_a = 300 \text{ kPa}$  et pour deux valeurs de  $\beta$  :  $\beta = \varphi = 20$  degrés et  $\beta = \varphi = 40$  degrés. Les résultats sont représentés sur la figure 92.

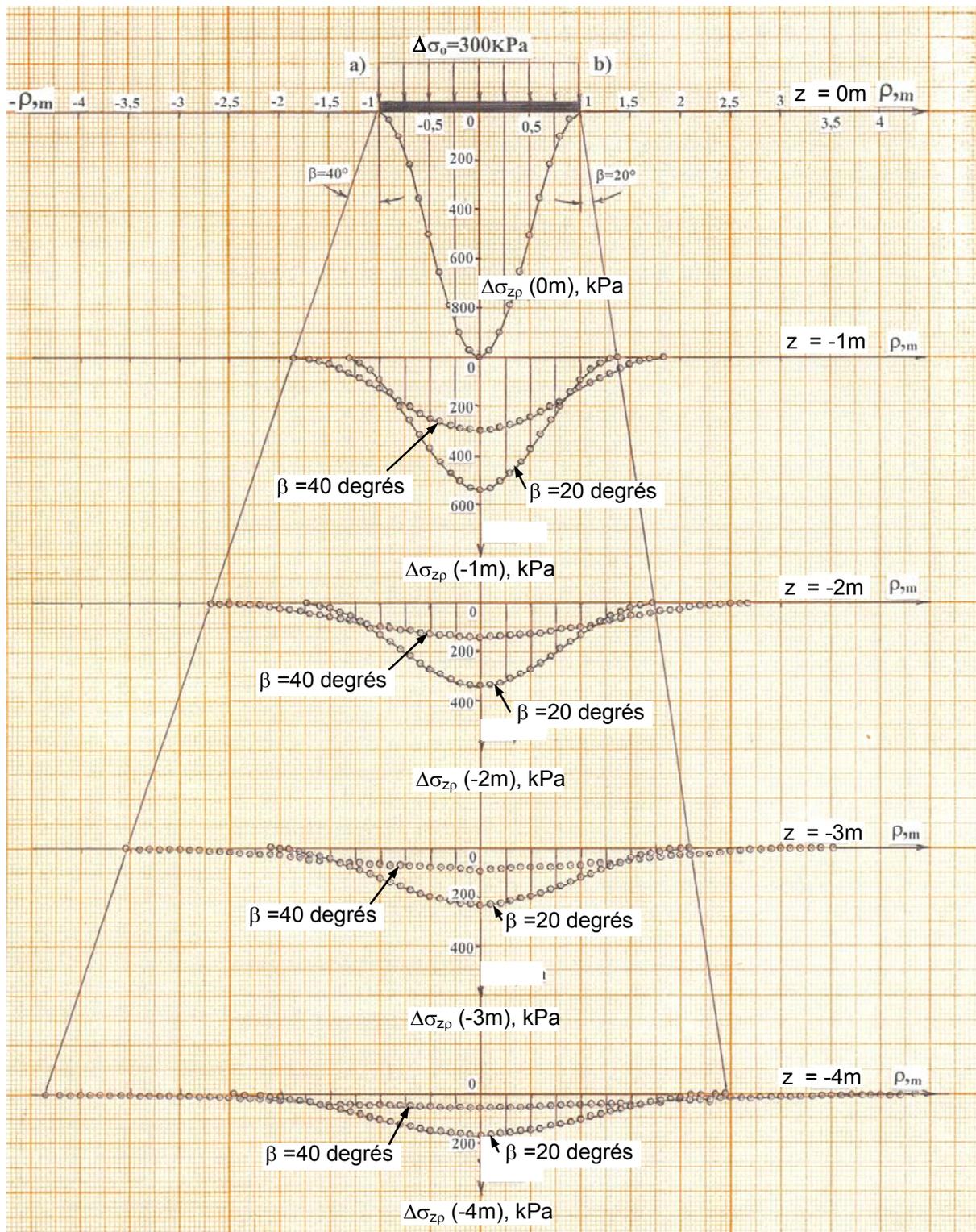


Figure 92. Diffusion des charges sous une plaque rigide dans un massif de sol

Lorsque la plaque est placée à l'intérieur du massif, le schéma de calcul est modifié, à cause de la présence du sol autour de la fondation, qui influence le développement des mouvements du sol. Dans ce cas, il faut effectuer le calcul en utilisant le schéma de calcul de la figure 93, qui montre aussi le résultat d'un calcul.

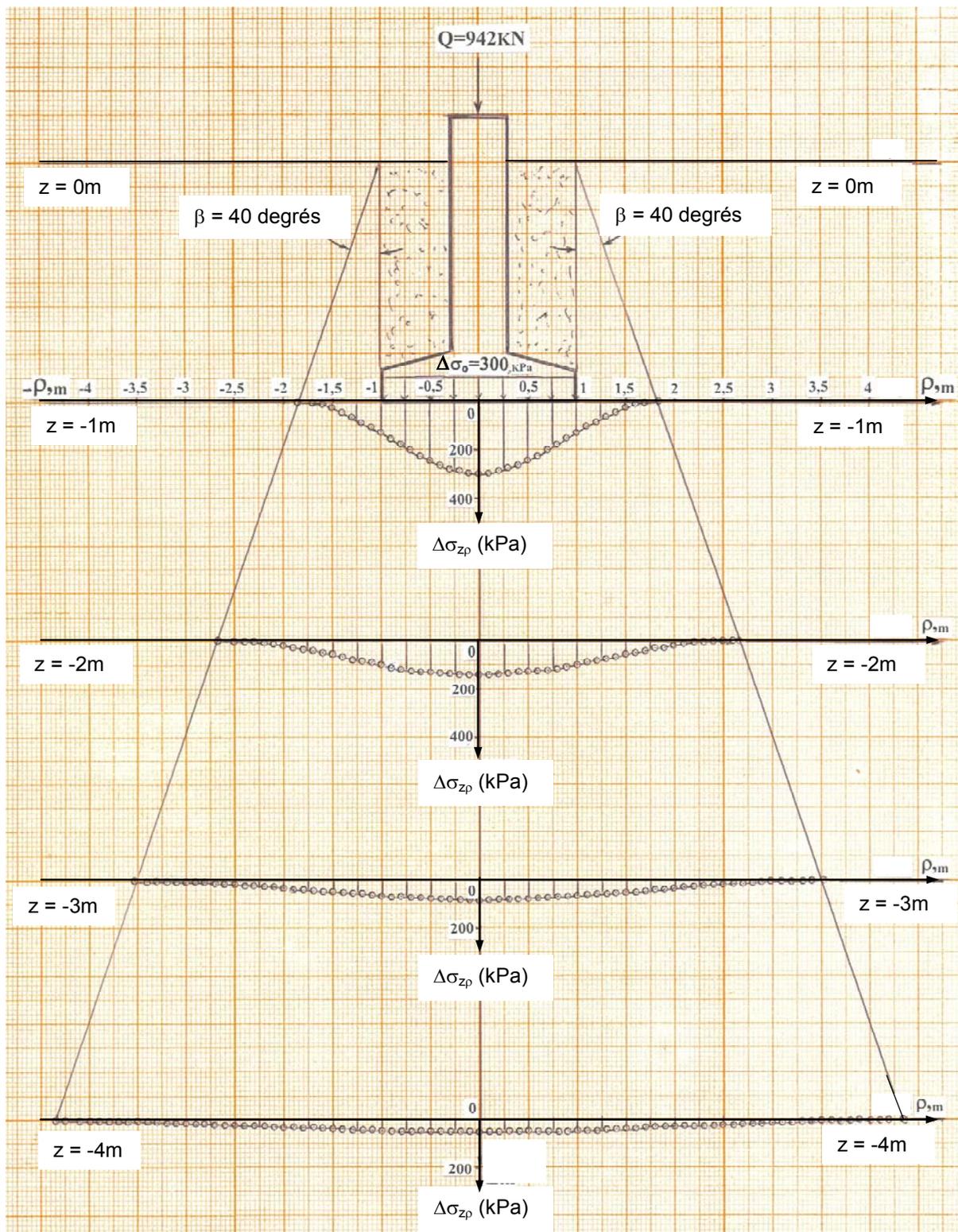


Figure 93. Diffusion des charges sous une plaque rigide à l'intérieur du massif de sol

Dans le cas où le massif de sol est stratifié, le schéma de calcul est celui représenté sur la figure 94.

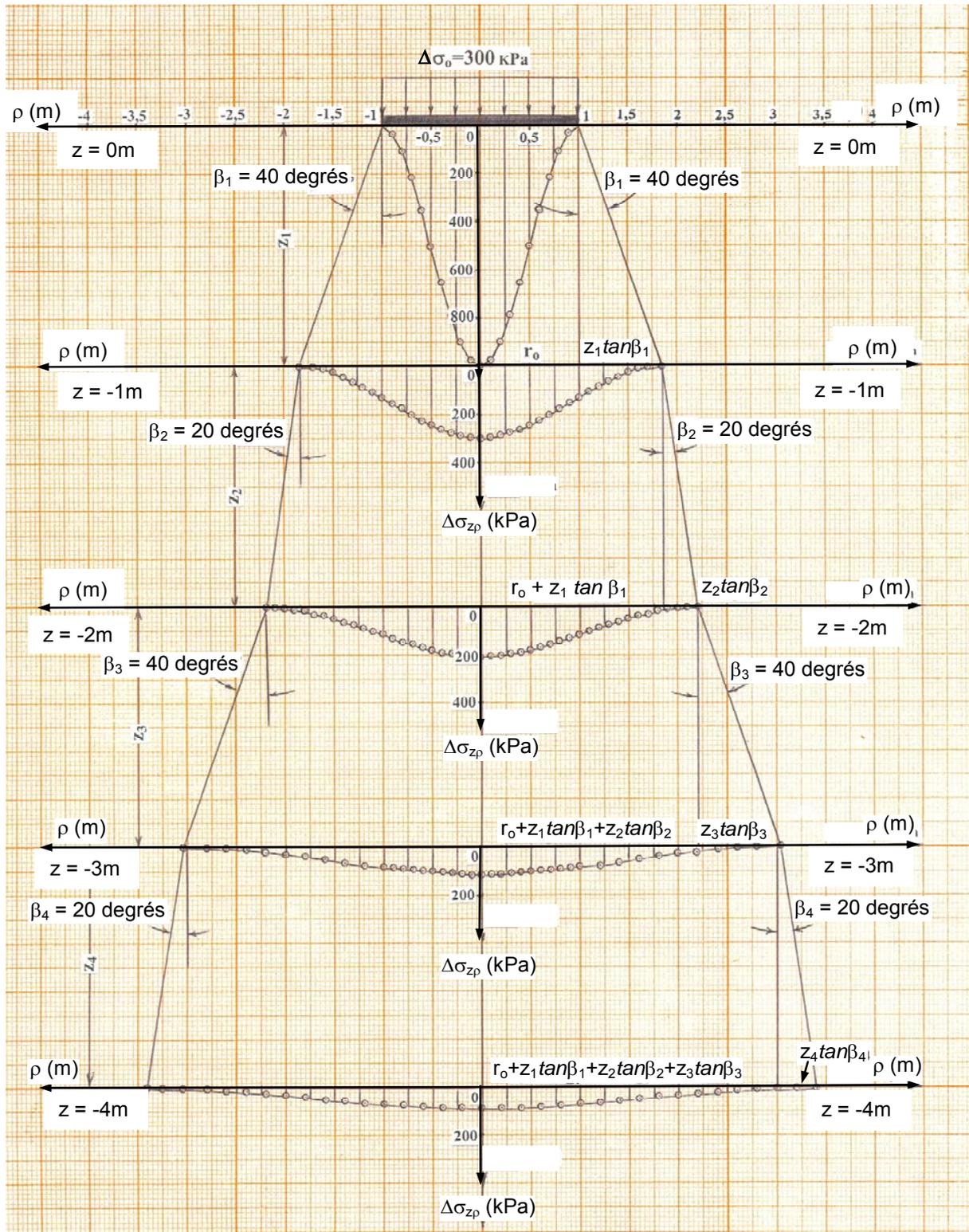


Figure 94. Diffusion des charges sous une plaque rigide dans un massif stratifié

On voit sur ces trois figures que l'allure de la distribution des contraintes de contact sous la plaque est la même dans tous les cas et ne dépend pas de la valeur de  $\beta$  prise en compte dans le calcul. Cela provient de la forme des équations adoptées.

#### 4.4 Problème tridimensionnel de la plaque rectangulaire

Le schéma de calcul utilisé pour décrire la diffusion des contraintes sous une plaque rectangulaire est représenté sur la figure 95 sous forme de deux coupes perpendiculaires, selon les axes de la plaque.

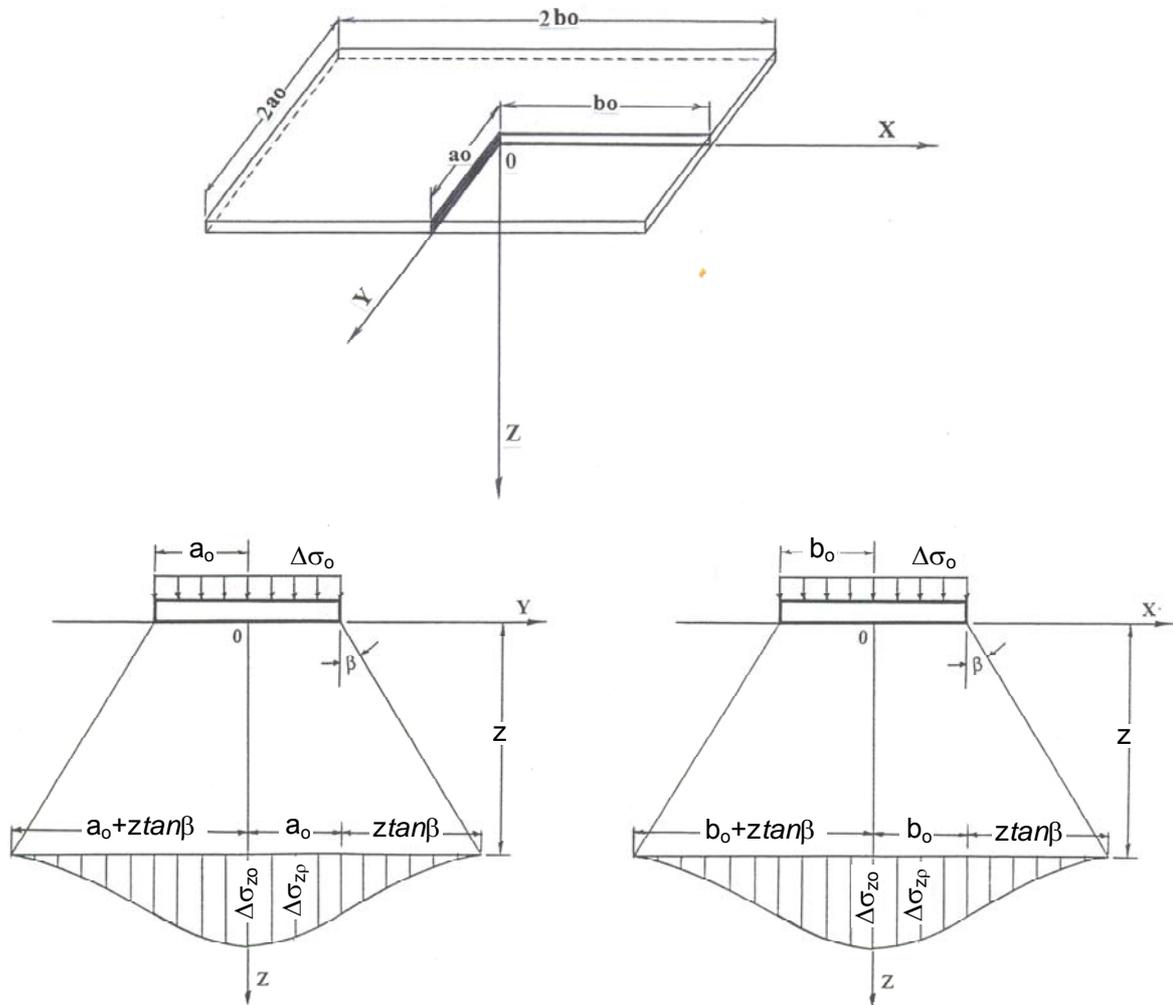


Figure 95. Schéma de calcul

La réaction verticale du sol en fonction de  $x$  et  $y$  est exprimée sous la forme d'une fonction polynomiale de degré 3 :

$$\Delta\sigma_{zxy} = a_0 + a_1 \left( \frac{y}{a_0 + z \tan \beta} \right) + a_2 \left( \frac{x}{b_0 + z \tan \beta} \right) + a_3 \left( \frac{y}{a_0 + z \tan \beta} \right)^2 + a_4 \left( \frac{x}{b_0 + z \tan \beta} \right)^2 + \dots$$

$$\dots + a_5 \left( \frac{y}{a_0 + z \tan \beta} \right)^3 + a_6 \left( \frac{x}{b_0 + z \tan \beta} \right)^3 + a_7 \frac{xy}{(a_0 + z \tan \beta)(b_0 + z \tan \beta)} \quad (4.9).$$

Pour déterminer les paramètres inconnus de cette équation, nous allons utiliser, comme pour la plaque circulaire, les conditions aux limites du problème et l'équation d'équilibre de la charge appliquée sur la plaque et de la réaction du sol. On écrit successivement les conditions et équations suivantes :

$$1. y = 0 ; x = 0 ; \Delta\sigma_{zyx} = \Delta\sigma_{zo} = a_0 , \text{ d'où } a_0 = \Delta\sigma_{zo}$$

$$2. \frac{d(\Delta\sigma_{zyx})}{dy} = a_1 \frac{1}{a_0 + z \tan \beta} 2a_3 \frac{y}{(a_0 + z \tan \beta)^2} + 3a_5 \frac{y^2}{(a_0 + z \tan \beta)^3} = 0$$

$$y = 0 ; a_1 = 0$$

$$3. \frac{d(\Delta\sigma_{zyx})}{dx} = a_2 \frac{1}{b_0 + z \tan \beta} 2a_4 \frac{x}{(b_0 + z \tan \beta)^2} + 3a_6 \frac{x^2}{(b_0 + z \tan \beta)^3} = 0$$

$$x = 0 ; a_2 = 0$$

Sous le coin d'une fondation rectangulaire  $y = a_0 + z \tan \beta$  et  $x = b_0 + z \tan \beta$ , d'où :

$$4. \text{ Sur la face extérieure } y = a_0 + z \tan \beta , x = 0 ; \Delta\sigma_{zyx} = 0 ;$$

$$a_3 + a_5 = -\Delta\sigma_{zo}$$

$$5. \text{ Sur la face extérieure } x = b_0 + z \tan \beta ; y = 0 ; \Delta\sigma_{zyx} = 0 ;$$

$$a_4 + a_6 = -\Delta\sigma_{zo}$$

$$6. \frac{d(\Delta\sigma_{zyx})}{dy} = 2a_3 + 3a_5 + a_7 = 0$$

$$7. \frac{d(\Delta\sigma_{zyx})}{dx} = 2a_4 + 3a_6 + a_8 = 0$$

$$8. \Delta\sigma_{zyx} = 0 ; a_3 + a_4 + a_5 + a_6 + a_7 = -\Delta\sigma_{zo}$$

L'équation (4.9) s'écrit donc sous la forme :

$$\Delta\sigma_{zyx} = \left[ 1 - 3 \left( \frac{y^2}{(a_0 + z \tan \beta)^2} + \frac{x^2}{(b_0 + z \tan \beta)^2} \right) + 2 \left( \frac{y^3}{(a_0 + z \tan \beta)^3} + \frac{x^3}{(b_0 + z \tan \beta)^3} \right) \right] + \dots$$

$$\dots + \frac{xy}{(a_0 + z \tan \beta)(b_0 + z \tan \beta)} \quad (4.10)$$

On obtient la valeur inconnue de la contrainte maximale  $\Delta\sigma_{zo}$  en écrivant la condition d'équilibre :

$$\Delta\sigma_{zo} a_0 b_0 = \int_0^{a_0 + z \tan \beta} \int_0^{b_0 + z \tan \beta} \Delta\sigma_{zyx} \, dx dy \quad (4.11)$$

Après intégration, prise en compte des conditions aux limites et quelques transformations cette équation s'écrit :

$$\Delta\sigma_{zo} = \frac{4\Delta\sigma_{zo} a_0 b_0}{(a_0 + z \tan \beta)(b_0 + z \tan \beta)} \quad (4.12)$$

L'expression de l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_{zyx}$  s'écrit donc sous la forme :

$$\Delta\sigma_{zyx} = \frac{4\Delta\sigma_{zo} a_0 b_0}{(a_0 + z \tan \beta)(b_0 + z \tan \beta)} \left\{ 1 - 3 \left[ \frac{y^2}{(a_0 + z \tan \beta)^2} + \frac{x^2}{(b_0 + z \tan \beta)^2} \right] + \dots \right.$$

$$\left. \dots + 2 \left[ \frac{y^3}{(a_0 + z \tan \beta)^3} + \frac{x^3}{(b_0 + z \tan \beta)^3} \right] + \frac{xy}{(a_0 + z \tan \beta)(b_0 + z \tan \beta)} \right\} \quad (4.13)$$

À titre d'exemple, nous avons calculé les contraintes créées par une plaque rigide rectangulaire de dimensions  $a_0 = 1\text{m}$  et  $b_0 = 2\text{m}$ , chargée par une pression moyenne  $\sigma_0 = 180\text{ kPa}$ , pour  $\beta = 20$  degrés. Les résultats sont représentés sur la figure 96.

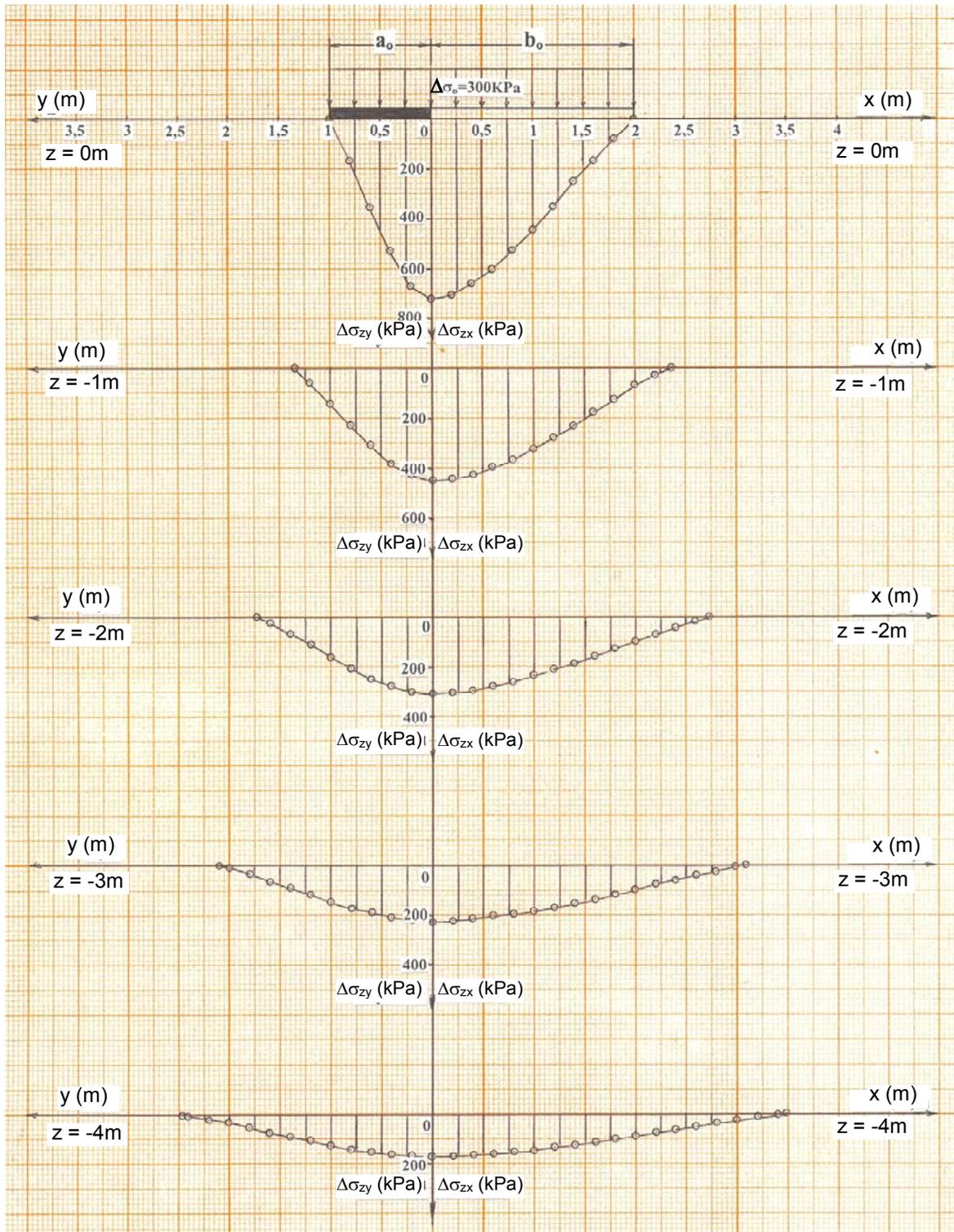


Figure 96. Diffusion des charges sous une plaque rigide rectangulaire de côtés  $a_0$  et  $b_0$ , pour  $b = 20$  degrés

La figure 97 représente l'effet sur l'intégrale de la contrainte  $\Delta\sigma_{zyx}$  à la profondeur  $z_1$  de la longueur limitée de la fondation rectangulaire par rapport à une semelle filante de même largeur. Le rapport  $\xi$  de la contrainte globale  $\int \Delta\sigma_{zyx}(a_0, b_0, z_1)$  pour une longueur  $b_0$  et de la contrainte globale  $\int \Delta\sigma_{zyx}(a_0, b_0 = \infty, z_1)$  pour  $b_0 = \infty$  y est représenté en fonction du rapport des côtés  $b_0/a_0$ . On voit qu'il tend vers 1 en profondeur.

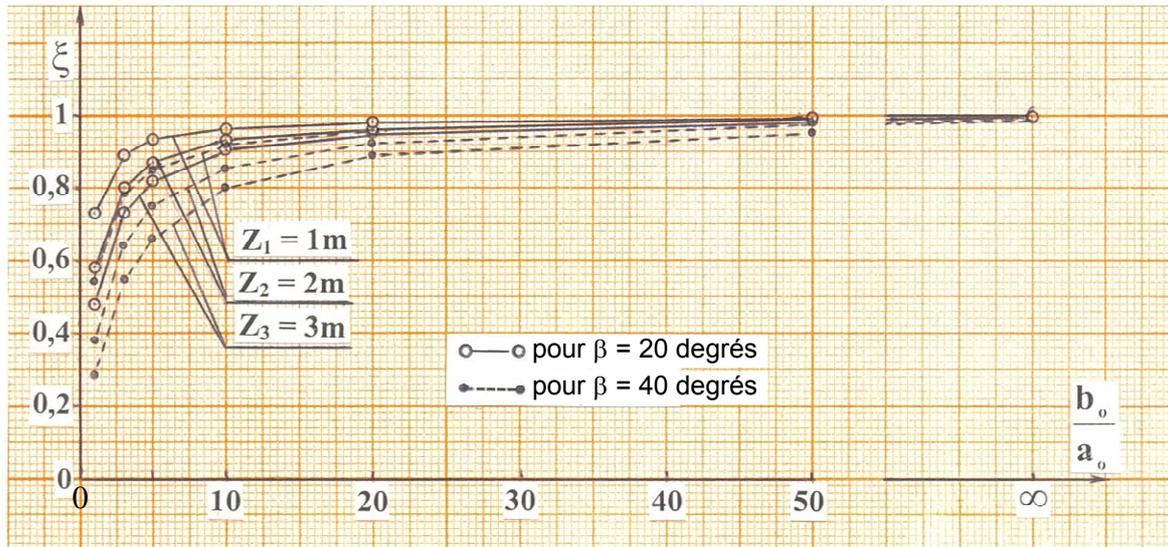


Figure 97. Variation du rapport  $\xi = \int \Delta \sigma_{zyx} (a_0, b_0, z_1) / \int \Delta \sigma_{zyx} (a_0, b_0 = \infty, z_1)$  en fonction du rapport  $b_0/a_0$  des côtés d'une semelle rectangulaire

#### 4.5 Calcul des contraintes sous une semelle carrée en tenant compte de la plastification du sol

L'application traditionnelle de la théorie d'élasticité pour le calcul des tassements des fondations ne reflète pas toujours les principaux aspects des phénomènes physiques qui ont lieu dans les sols réels.

La description détaillée de tous les phénomènes qui interviennent dans la déformation des sols dans un cadre mathématique rigoureux est très compliquée et reste un objet de recherche. L'utilisation de solutions simplifiées est donc inévitable, car elles permettent de tenir compte des facteurs les plus importants et peuvent être validées par les observations faites sur les chantiers et sur les ouvrages. La recherche de solutions plus proches et plus simples, décrivant le mécanisme de transmission de la charge appliquée par les ouvrages sur le sol de fondation, n'est donc pas fortuite.

Par d'exemple, les travaux de Shakhirev et al. (1975) sur la base de la méthode variationnelle de Vlasov et al. (1960) analysent l'action d'une charge concentrée appliquée au sein d'un volume fini du sol. Par la suite, leurs solutions ont été utilisées par Ratkevich (1976) dans sa thèse. Ce dernier a confirmé expérimentalement les hypothèses principales de ce modèle du calcul et montré que la zone de déformation du sol n'est pas infinie, mais qu'elle a une frontière de dimension finie.

Puisque le sol est un milieu discret dont les particules sont liées les unes aux autres par des liaisons structurelles rigides, on peut définir dans le sol la frontière où les contraintes ne provoquent pratiquement aucun déplacement relatif des particules de ce sol, et considérer que les variations de contraintes  $y$  sont négligeables.

Il est à noter que l'angle de frottement interne varie dans un large intervalle entre 87 degrés pour les sols rocheux (basalte, granite, quartzite, etc.) possédant des propriétés de corps solide et 7 à 9 degrés pour les sols lâches et saturés possédant de faibles

capacités de diffusion des charges et s'approchant par leur comportement de l'hypothèse des déformations locales de Winkler.

Il s'ensuit que, lorsque l'on utilise l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  comme paramètre déterminant le pouvoir de diffusion des contraintes dans un massif du sol, on peut obtenir des solutions plus proches des solutions de la théorie de l'élasticité pour les grandes valeurs de l'angle de dissipation et des solutions proches de l'hypothèse des déformations locales pour les valeurs faibles de l'angle de dissipation des contraintes) et ce résultat est obtenu avec des formules de calcul très simples.

Au début du chargement du sol par une plaque rigide, les trajectoires des déplacements des particules du sol sont verticales et dévient légèrement vers le côté sous les bords de la plaque (Kurdyumov, 1891). Cette observation montre que, dans ce cas, le sol situé au-dessous de la plaque rigide à proximité immédiate de sa base possède une faible capacité de redistribution des contraintes et que l'angle de dissipation  $\beta$  y est distinct de l'angle de frottement interne  $\varphi$ .

Cet angle  $\beta$  est plus faible quand la plaque repose sur la surface du sol. Lorsque la profondeur augmente et aussi la résistance du sol, les trajectoires des déplacements des particules divergent de plus en plus sur les côtés, et la valeur de l'angle de dissipation  $\beta$  augmente en s'approchant de la valeur de l'angle  $\varphi$ .

Ainsi, dans le cas où une charge est appliquée à la surface d'un massif de sol, il se produit des déformations irréversibles de la structure du sol, qui sont mal décrites par les équations de l'élasticité dans la zone proche de la fondation, comme l'ont indiqué aussi Ménard et Rousseau (1962), Klejn (1977), le DTU n° 13.12 (DTU 13.12, 1988), le Fascicule n° 62, titre V (1993), les règles TO n° 93-3 (1993) et Philipponnat et Hubert (2002).

Par conséquent, il est souhaitable de diviser le massif de sol en deux zones : dans la zone supérieure, l'angle de dissipation  $\beta$  varie avec la profondeur et, dans la zone inférieure, l'angle de dissipation  $\beta$  a une valeur constante  $\beta=\varphi$ , qui dépend seulement du type du sol et de son état.

L'épaisseur de la zone des déformations irréversibles du sol est liée à la profondeur d'encastrement critique, au-delà de laquelle le mécanisme de déformation du sol ne remonte plus jusqu'à la surface du sol lors du poinçonnement de la charge. Klejn (1977) propose d'utiliser pour évaluer cette profondeur la formule de calcul de la capacité portante du sol établie par Prandtl (1920) et Reissner (1924), formule qu'il écrit sous la forme :

$$p_{lim} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \left( \gamma z_{pl} + \frac{c}{\tan \varphi} \right) \exp(\pi \tan \varphi) - \frac{c}{\tan \varphi}. \quad (4.14)$$

Cette équation permet de déterminer la profondeur critique  $z_{pl}$  :

$$z_{pl} = \frac{(1 - \sin \varphi)}{\gamma (1 + \sin \varphi)} \left( p_{lim} + \frac{c}{\tan \varphi} \right) \exp(-\pi \tan \varphi) - \frac{c}{\gamma \tan \varphi}. \quad (4.15)$$

Dans cette équation  $p_{lim}$  est la charge limite,  $c$  la cohésion,  $\varphi$  l'angle de frottement interne et  $\gamma$  le poids volumique du sol.

Cette formule donne des valeurs négatives de  $z_{pl}$  lorsque les valeurs de la pression limite  $p_{lim}$  sont faibles, à cause du dernier terme «  $-c/(\gamma \tan \varphi)$  ». Nous avons pour cette raison décidé de modifier l'équation (4.14) et de l'écrire sous la forme :

$$p_{lim} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \left( \gamma z_{pl} \exp(\pi \tan \varphi) + \frac{c}{\tan \varphi} \right) - \frac{c}{\tan \varphi} \quad (4.16)$$

Cette modification permet d'écrire l'équation (4.15) sous la forme :

$$z_{pl} = \frac{p_{lim}(1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi}{\gamma(1 + \sin \varphi)} \exp(-\pi \tan \varphi) \quad (4.17)$$

qui est équivalente numériquement à l'expression suivante, issue de l'équation (4.15) :

$$z_{pl} = \left\{ \frac{(1 - \sin \varphi)}{\gamma(1 + \sin \varphi)} \left( p_{lim} + \frac{c}{\tan \varphi} \right) - \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right\} \exp(-\pi \tan \varphi). \quad (4.18)$$

On peut utiliser l'expression (4.15) ou (4.18) lorsque la charge appliquée sur le sol correspond à la valeur limite du champ de contraintes. Si l'on effectue le calcul pour une charge comprise dans l'intervalle de variation linéaire du tassement en fonction de la charge, ce qui doit normalement être le cas, puisque les charges autorisées sont calculées avec un coefficient de sécurité, on peut utiliser les recommandations du DTU 13.12 (1988) ou de la norme SNIP 2.02.01-83 (1985) et définir la valeur de  $z_{pl}$  comme une fraction de la largeur  $b$ , par exemple  $z_{pl} = 0,5b$  et  $z_{pl} = 0,25b$ , ce qui correspond, à notre avis, aux sols argileux et aux sols sableux.

Il faut donc introduire dans l'équation (4.4) une valeur de l'angle de dissipation  $\beta$  qui varie progressivement entre de 0 à  $z_{pl}$ , pour atteindre la valeur  $\varphi$  lorsque  $z = z_{pl}$ . Nous avons choisi de décrire cette variation en fonction de l'indice de vides  $e$  :

$$\beta = \varphi \left( \frac{z}{z_{pl}} \right)^{\left( 1 - \frac{z}{z_{pl}} \right)^e} \quad (4.19)$$

En cas d'encastrement de la fondation à la profondeur  $D$  sous la surface du sol, la formule (4.19) devient :

$$\beta = \varphi \left( \frac{D + z}{z_{pl}} \right)^{\left( 1 - \frac{z}{z_{pl}} \right)^e} \quad (4.20)$$

où  $z$  représente la profondeur au-dessous de la base de la fondation.

En tenant compte de l'expression (4.19), l'équation (4.4) prend la forme :

$$\Delta \sigma_z = \frac{\Delta \sigma_o ab}{\left\{ a + 2z \tan \varphi \left[ \frac{z}{z_{pl}} \right]^{\left( 1 - \frac{z}{z_{pl}} \right)^e} \right\} \left\{ b + 2z \tan \varphi \left[ \frac{z}{z_{pl}} \right]^{\left( 1 - \frac{z}{z_{pl}} \right)^e} \right\}} \quad (4.21)$$

Dans ce cas, nous obtenons la solution du problème mixte de la résistance plastique et élastique d'un massif du sol, possédant différents pouvoirs de diffusion des contraintes.

Si l'indice des vides est nul ( $e = 0$ ), les équations (4.19) et (4.21) décrivent un corps continu ayant un angle de dissipation  $\beta$  constant. Si le matériau est poreux ( $e \neq 0$ ), la valeur de  $\beta$  dépend des caractéristiques physiques du sol et son état et les équations (4.19) et (4.21) représentent le comportement d'un milieu formé de particules.

Pour les sols mous et très compressibles ayant un faible pouvoir de diffusion des contraintes ( $\varphi$  proche de 0), le comportement du milieu s'approche de l'hypothèse des déformations locales.

Dans le cas général, l'équation (4.21) a une forme plus complexe et elle décrit la réaction non linéaire et tridimensionnelle du sol, que nous avons analysée aussi dans les sections 4.3, 4.4. Cependant, cette partie du problème du calcul des déformations n'est pas traitée ici, parce que nous utilisons la valeur moyenne de l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_{zi}$  (figure 98). La figure 99 présente les courbes d'évolution de l'incrément moyen des contraintes verticales  $\Delta\sigma_{zi}$  avec la profondeur pour une fondation carrée rigide ( $a = b = 1\text{m}$ ), telles qu'elles ont été obtenues en appliquant les expressions (4.2), (4.4) et (4.1).

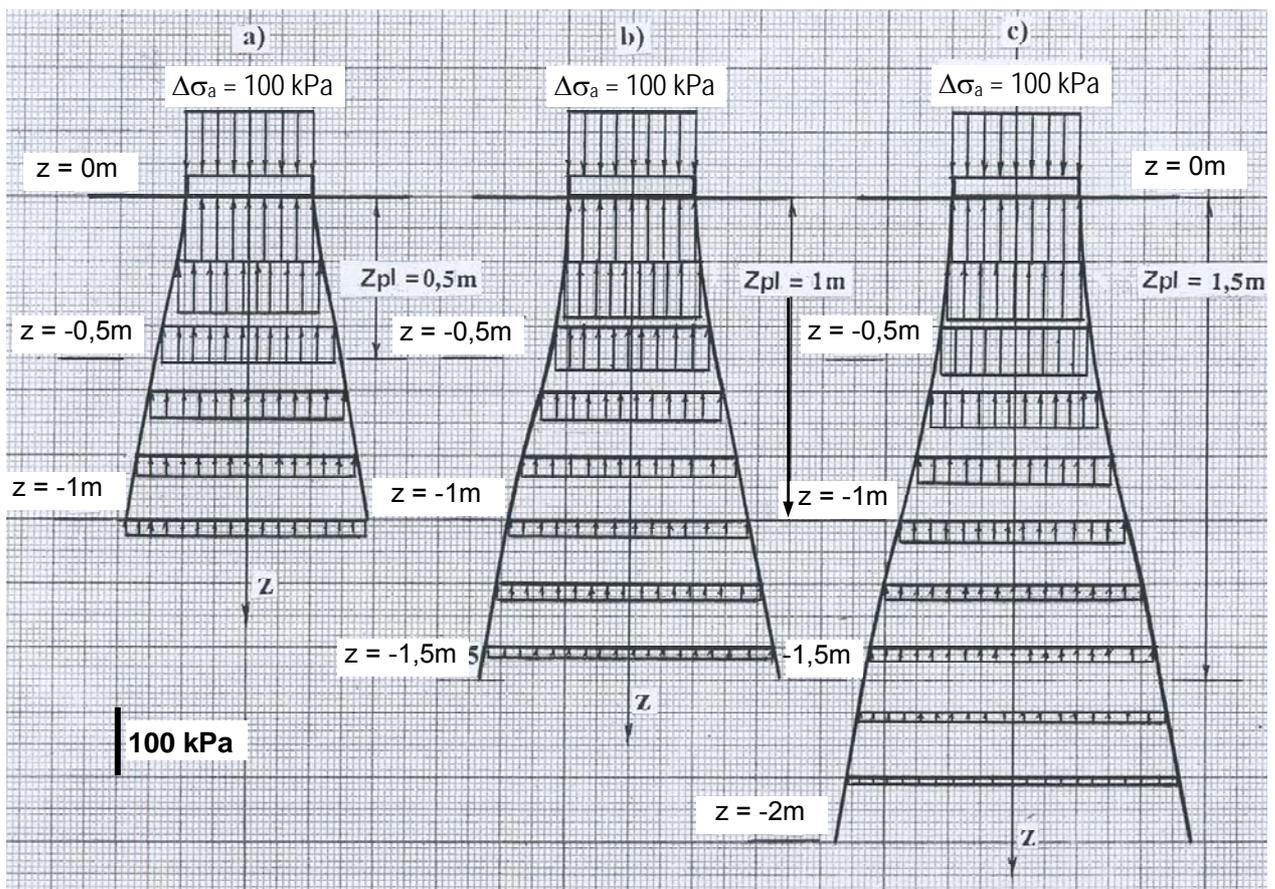


Figure 98. Calcul de la répartition des contraintes verticales au sein d'un massif du sol

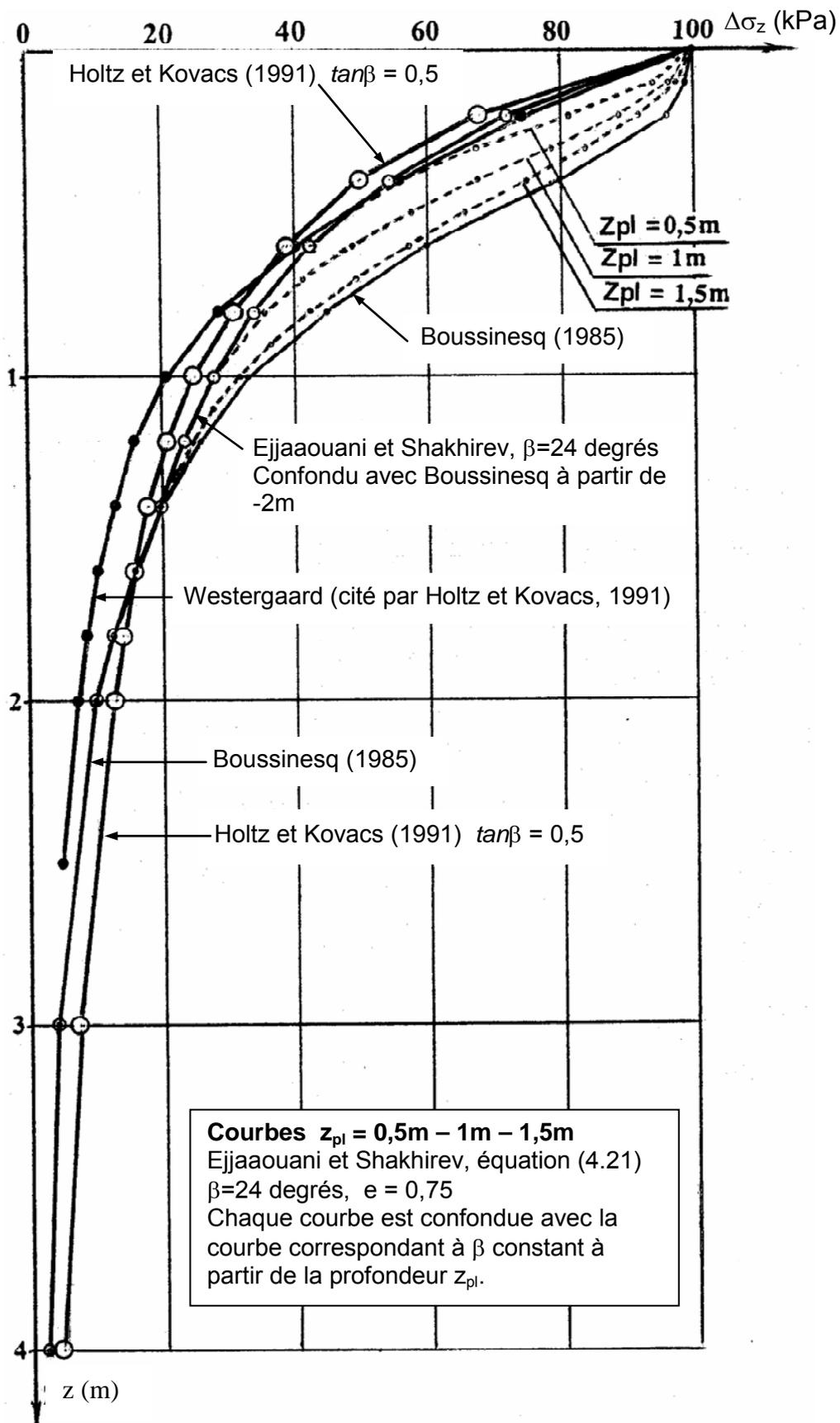


Figure 99. Évolution de l'incrément de contrainte verticale sous une fondation carrée uniformément chargée.

Les courbes de la figure 99 notées « Ejjaaouani et Shakhirev » ont été calculées au moyen des équations (4.2) et (4.4) sans tenir compte des zones de déformations structurelles irréversibles ( $z_{pl}=0$ ) et en tenant compte de ces zones (équation (4.21), lorsque  $z_{pl}=0,5m$  ;  $z_{pl}=1m$  et  $z_{pl}=1,5m$ ). La courbe calculée par la formule de Boussinesq pour une fondation rigide correspond aux valeurs sur l'axe de la fondation.

Comme indiqué plus haut, dans le cas où l'on distingue un mécanisme de diffusion des contraintes avec transformation structurelle du sol, le massif du sol est partagé en deux parties : un domaine plastique (dans lequel la diffusion des incréments de contraintes est faible et variable) et un domaine élastique (où la diffusion des incréments de contraintes est plus forte et constante).

En fonction de l'angle de dissipation  $\beta$  et de la profondeur de la zone des transformations structurelles  $z_{pl}$ , on peut obtenir des courbes de diffusion des incréments de contraintes verticales avec la profondeur différentes selon que l'on utilise les solutions proposées par Westergaard, Holtz et Kovacs, Ejjaaouani et Shakhirev et Boussinesq. Cette étude montre qu'il est possible de traiter le problème des états de contraintes dans le sol sous une fondation superficielle dans le cas d'un massif de fondation multicouche avec des valeurs différentes de  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\gamma$  et  $e$  dans chaque couche.

## 4.6 Tassement et soulèvement des fondations superficielles

### 4.6.1 Calcul de l'amplitude du tassement

Les tassements peuvent être associés à l'augmentation de la contrainte verticale dans le massif de sol sous l'effet de la charge appliquée à la fondation. Suivant le caractère plus ou moins linéaire de la relation entre la déformation et la contrainte, on utilise des relations linéaires ou non linéaires pour faire le calcul du tassement global ou du tassement par couches.

Pour une couche d'épaisseur infinie, on écrit fréquemment l'expression du tassement sous une semelle isolée sous la forme (Berezantsev et al., 1961 ; Amar et Pilot, 1995) :

$$s = C_f (1 - \nu^2) \frac{b \Delta \sigma}{E} \quad (4.22)$$

où  $E$  est le module d'élasticité du sol dans le domaine de chargement étudié,  $\nu$  le coefficient de Poisson,  $\Delta \sigma$  est la surpression appliquée au sol sous la fondation,  $b$  la largeur ou le diamètre de la fondation et  $C_f$  un coefficient de forme qui vaut 0,88 pour les semelles carrées et  $\pi/4$  pour les semelles circulaires

En réalité, les sols de fondation sont souvent un empilement de couches de sols possédant des propriétés physiques et mécaniques différentes. Pour ces sols stratifiés, il faut utiliser une formule de calcul dans laquelle le calcul du tassement se fait par couche d'épaisseur limitée.

D'autre part, il est de pratique courante de limiter l'épaisseur du sol pour le calcul à celle de la zone qui est compressible sous la charge appliquée. Cette limitation est justifiée par le fait que, quand la profondeur est grande, le sol est déjà significativement compact sous l'effet de son poids propre et que le tassement

provoqué par la pression due à la charge extérieure est pratiquement négligeable à cette profondeur.

Dans la mesure où il n'existe pas de méthode analytique rigoureuse pour la résolution de ce type de problèmes, on utilise pour le calcul des tassements des méthodes approchées, fondées sur beaucoup d'hypothèses mais qui fournissent néanmoins des résultats acceptables quand les modules de déformation du sol sont correctement choisis (Berezantsev et al., 1961 ; Ejjaaouani, 1986). Le principe de ces méthodes consiste à calculer le tassement total de la fondation en sommant les tassements de différentes couches d'épaisseur  $h_i$  pour lesquelles on détermine un module de déformation du sol  $E_i$  et une pression de chargement  $\Delta\sigma_{zi}$  (Norme SNIIP 2.02.01-83), en appliquant la formule :

$$s = C_f(1 - \nu^2) \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta\sigma_{ozi} h_i}{E_i} \quad (4.23)$$

où

$\Delta\sigma_{ozi}$  est la valeur moyenne de la contrainte verticale supplémentaire dans la  $i$ -ème couche du sol, égale à la demi-somme des contraintes aux limites supérieure ( $z_{i-1}$ ) et inférieure ( $z_i$ ) de la couche, à la verticale du centre de la fondation ;

$h_i$  et  $E_i$  sont respectivement l'épaisseur et le module de déformation de la  $i$ -ème couche.

La détermination des incréments de contraintes  $\Delta\sigma_{zi}$  dans le massif de sol, à l'intérieur de la zone compressible, s'effectue en utilisant les solutions de la théorie de l'élasticité pour un massif homogène. Ainsi, on détermine le tassement du sol sous le centre de la surface chargée, en considérant la fondation comme infiniment souple.

Le tassement des fondations rigides est déterminé de façon approchée comme la moyenne des valeurs du tassement de l'angle et du centre des fondations souples, selon la formule :

$$s = C_f(1 - \nu^2) \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta\sigma_{ozi} + \Delta\sigma_{czi}}{2} \frac{h_i}{E_i} \quad (4.24)$$

où

$\Delta\sigma_{czi}$  est la valeur moyenne de la contrainte verticale supplémentaire dans la  $i$ -ème couche du sol, égale à la demie somme des contraintes aux limites supérieure ( $z_{i-1}$ ) et inférieure ( $z_i$ ) de la couche, à la verticale de l'angle de la fondation.

Le calcul des incréments de contraintes  $\Delta\sigma_z$  a été discuté dans la section 4.2.

#### 4.6.2 Calcul de l'amplitude de gonflement

Le calcul des gonflements obéit à une logique différente, puisque le gonflement d'un sol expansif se produit lorsque la pression de gonflement  $\sigma_g$  est supérieure à la contrainte totale verticale au niveau considéré dans le sol. Dans ce cas, la contrainte verticale dans le sol inclut la contrainte initiale avant la construction de la fondation. De façon plus générale, le gonflement du sol est caractérisé par la pression de

gonflement  $\sigma_g$ , la teneur en eau initiale de gonflement  $w_g$  et l'amplitude de la déformation de gonflement potentielle  $\varepsilon_g$  sous la pression  $\sigma_a$ .

Les déformations de gonflement du sol de fondation dépendent de la pression appliquée, du type et de l'état du sol, des dimensions de la zone active du sol gonflant, de la surface d'humidification et des propriétés physiques et mécaniques du fluide qui humidifie le sol. L'état du sol, c'est-à-dire sa teneur en eau et sa densité, exerce aussi une influence sensible sur l'amplitude du gonflement du sol. Lorsque la teneur en eau initiale du sol augmente, l'amplitude du gonflement diminue et, pour une valeur de la teneur en eau égale à la valeur limite de la teneur en eau de gonflement, il n'y a plus de déformation de gonflement. Au contraire, lorsque la densité initiale du sol augmente, l'amplitude de gonflement du sol augmente. Il existe aussi une densité initiale du sol pour laquelle il ne se produit pas de gonflement.

Comme les sols réels ne sont pas homogènes en fonction de la profondeur, les déformations des sols de fondation du fait du gonflement du sol sous une charge externe ou sans chargement (gonflement libre) doivent être déterminées par sommation des déformations des différentes couches de sol, avec leurs caractéristiques particulières, déduites d'essais de laboratoire ou d'essais en place.

L'analyse des données expérimentales permet de déterminer la relation  $\varepsilon_{gi} = f(\sigma_i)$  et de déterminer les valeurs normalisées de  $\varepsilon_g$  par la méthode des moindres carrés.

Le soulèvement  $\Delta h$  du sol de fondation lors du gonflement du sol peut être déterminé par la formule suivante (Ejjaaouani et al., 2000) :

$$\Delta h_g = \sum_{i=1}^{i=n} \varepsilon_{gi} h_i K_{gi} \quad (4.25)$$

où

- $\varepsilon_{gi}$  est la déformation relative de gonflement de la  $i$ -ème couche en tenant compte de l'effet du poids propre et de la charge externe  $\sigma_{azi}$  ;
- $h_i$  est l'épaisseur de la  $i$ -ème couche du sol,
- $K_{gi}$  est un coefficient empirique de passage des conditions d'essai en laboratoire aux conditions réelles de l'ouvrage.

La valeur de la déformation de gonflement relative de la  $i$ -ème couche peut être déduite de la déformation relative de gonflement libre, de la valeur de la contrainte  $\sigma_{agi}$  et de la pression de gonflement  $\sigma_g$  au moyen de la formule :

$$\varepsilon_{gi} = \varepsilon_g \left( 1 - \frac{\sigma_{azi}}{\sigma_g} \right)^n \quad (4.26)$$

avec

$\varepsilon_g$  – valeur de la déformation relative de gonflement libre du sol, déduite de la relation

$$\varepsilon_g = \frac{h_{sat} - h_o}{h_o} \quad (4.27)$$

- $h_o$  – épaisseur de l'éprouvette de sol à teneur en eau et densité naturelles avant le début de l'humidification ;
- $h_{sat}$  – épaisseur de la même éprouvette de sol après son humidification jusqu'à saturation complète ;

$\sigma_{azi}$  – valeur de la contrainte globale à la profondeur  $z_i$  sous la semelle de la fondation, en tenant compte de la pression appliquée à la surface du sol, du poids propre du sol, des pressions complémentaires dues aux fondations voisines et de la redistribution en fonction de la profondeur de la charge appliquée à la fondation ;

$n$  – coefficient empirique dépendant de la pente de la courbe  $\varepsilon_{gi} = f(\sigma_i)$  obtenue en laboratoire à l'œdomètre. L'analyse de nombreuses courbes obtenues à l'œdomètre a montré que la valeur de  $n$  est comprise entre 2 et 4. Les recherches réalisées par Mustafaev (1989) ont montré que le paramètre  $n$  est compris entre 2,3 et 2,6 pour les argiles de Khrvalyn.

Dans les sols homogènes, pour les expressions connues de la fonction  $\sigma_{za}$ , le gonflement final sous un ouvrage peut être déterminé par intégration de l'équation (4.26) :

$$\Delta h_g = \int_0^{h_a} \varepsilon_g \left( 1 - \frac{\sigma_{az}}{\sigma_g} \right)^n dz \quad (4.28)$$

où  $h_a$  est la profondeur de la zone active de gonflement.

Dans les expressions (4.26) et (4.28), le rapport  $(\sigma_{azi}/\sigma_{gi})$  joue un rôle majeur car il détermine l'influence de la charge appliquée à la fondation sur la valeur du gonflement du sol.

L'égalité  $\sigma_{azi} = \sigma_{gi}$  ne signifie pas que la déformation cumulée de gonflement du sol  $\Delta h_g$  est nulle mais que le gonflement est nul à la profondeur  $z_i$  où cette égalité est réalisée. Dans les couches plus profondes, la pression de gonflement peut être supérieure à la contrainte verticale  $\sigma_{azi}$  par suite de la dissipation de la charge en profondeur et le soulèvement de la surface du sol peut être produit par le gonflement de ces couches profondes. Il nous semble que le dimensionnement des fondations est correct quand la valeur de  $\sigma_{azi}$  est voisine de  $\sigma_{gi}$  (un peu plus faible ou un peu plus forte).

Par conséquent, la formule (4.26) doit pouvoir représenter aussi le comportement du sol pour les valeurs négatives de la quantité  $\varepsilon_{gi} \left( 1 - \frac{\sigma_{azi}}{\sigma_{gi}} \right)^n$ . Dans ce cas, les

déformations de soulèvement ou de tassement des fondations peuvent être minimales et il est possible qu'il ne soit plus nécessaire de mettre en œuvre des dispositions constructives pour assurer une exploitation normale des ouvrages, ou bien qu'elles soient très réduites.

Cependant, pour les valeurs négatives de l'expression entre parenthèses, la fonction puissance ne peut pas toujours être calculée et il est nécessaire d'écrire la formule (4.26) sous la forme :

$$\Delta h_g = - \sum_{i=1}^{i=n} \varepsilon_{gi} \left( \frac{\sigma_{azi}}{\sigma_g} - 1 \right)^n h_i \quad (4.29)$$

qui assure la continuité avec la formule applicable dans le cas du gonflement.

La figure 100 montre la relation entre la déformation relative  $\varepsilon$  et la pression  $\sigma_{az}$  appliquée par la fondation dans une couche de sol, pour une valeur  $n=2$  de l'exposant des formules de calcul. Il est toutefois possible que la valeur du paramètre  $n$  soit différente pour les déformations négatives (gonflement) et pour les déformations positives (tassement).

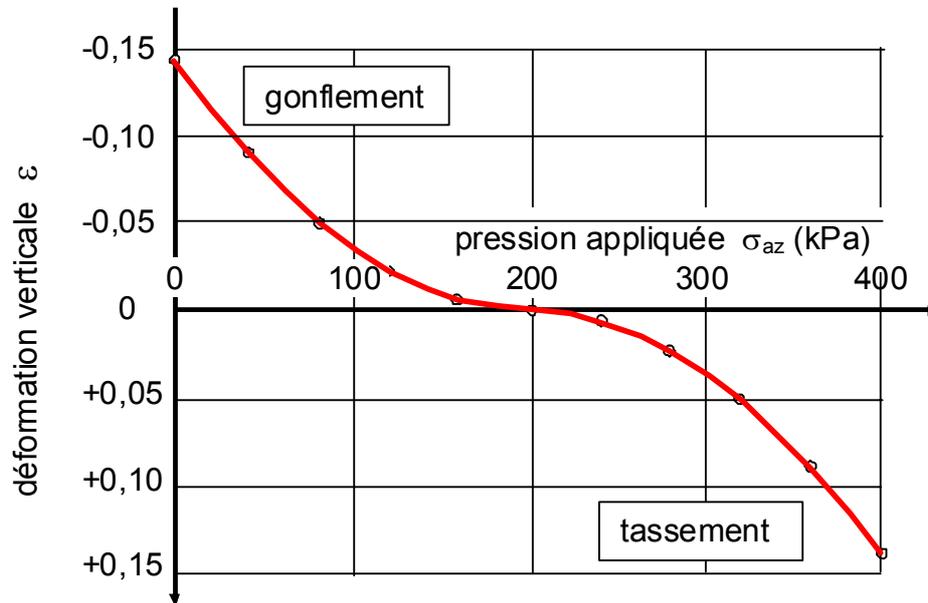


Figure 100. Évolution de la déformation  $\varepsilon$  en fonction de la charge appliquée  $\sigma_{az}$

Pour étudier le comportement d'un sol gonflant sous un ouvrage, on effectue le calcul des fondations pour différentes valeurs de la charge appliquée par l'ouvrage, telles que :

$$\sigma_o = 0 \text{ kPa} ; \sigma_o = 100 \text{ kPa} ; \sigma_o = 200 \text{ kPa} ; \sigma_o = 300 \text{ kPa} ; \sigma_o = 400 \text{ kPa}.$$

On admet, pour l'exemple de calcul présenté ici, que la fondation est carrée avec des côtés  $B = L = 1\text{m}$ .

Les caractéristiques du sol gonflant sont prises égales à  $\varepsilon_g = 0,14$  et  $\sigma_g = 200 \text{ kPa}$ , par référence à la figure 100. On tient aussi compte des autres propriétés suivantes du sol : angle de diffusion  $\beta = \varphi = 18$  degrés ; poids volumique du sol  $\gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$  ; coefficient de passage des résultats des essais de laboratoire au comportement en vraie grandeur  $K = 0,8$  (Magnan et al., 1995).

La contrainte verticale à la profondeur  $z_i$  dans la  $i$ -ème couche de sol est déterminée en tenant compte du poids propre du sol  $\gamma_{zi}$  et de la pression supplémentaire  $\sigma_o$  due à l'ouvrage en tenant compte de la diffusion des contraintes décrite par la formule (4.4). La déformation relative de gonflement libre du sol  $\varepsilon_g$  est déterminée au moyen de la formule (4.26) en tenant compte seulement du poids propre du sol. La valeur du soulèvement de la fondation est déterminée au moyen de la formule (4.25), par sommation des amplitudes du gonflement  $\varepsilon_{gi}h_i$  de chaque couche. Nous admettons que le sol est homogène en fonction de la profondeur et que le massif de sol sous la fondation a une épaisseur  $h_a = 4\text{m}$  et peut être divisé en couches élémentaires d'épaisseur  $0,25\text{m}$  dans toute la zone active vis-à-vis du gonflement.

Les résultats du calcul du gonflement libre du sol et du soulèvement des fondations pour différentes intensités du chargement sont présentés sur la figure 101.

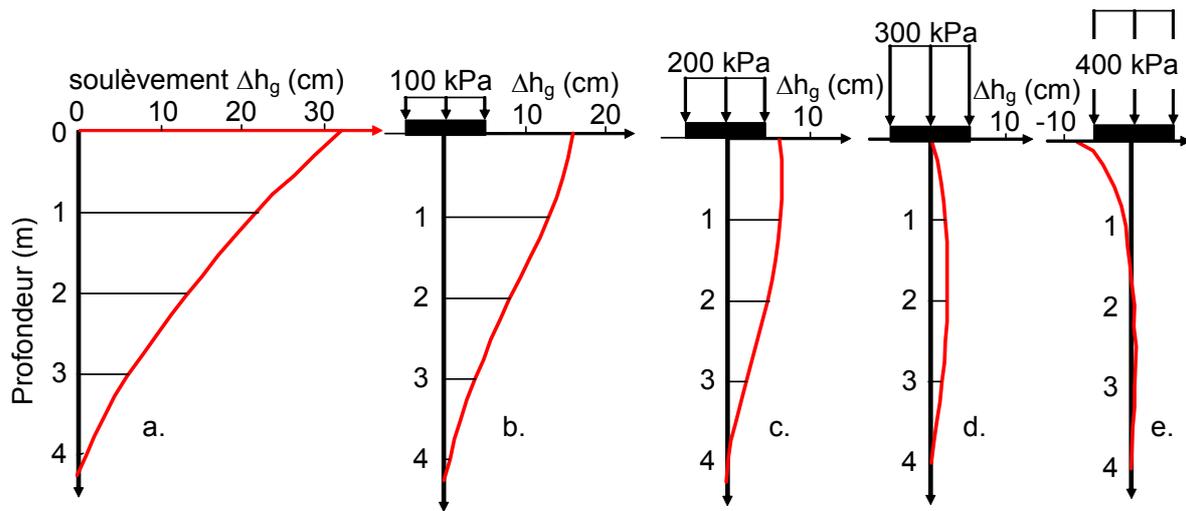


Figure 101. Soulèvement du sol et de la fondation lors de l'humidification d'un sol gonflant

On voit sur la figure 101 que le gonflement libre du massif de sol homogène pour une épaisseur de la zone active de  $h_a = 4$  m est égal à  $\Delta h_g = 32,28$  cm. La forme de la courbe de gonflement en fonction de la profondeur est non linéaire avec une réduction progressive du soulèvement des couches, qui tend vers zéro en profondeur (figure 101a).

Lorsqu'une charge de  $\sigma_o = 100$  kPa est appliquée par l'ouvrage à la fondation, la forme de la courbe de gonflement se modifie tandis que l'amplitude du soulèvement du sol et de la fondation est réduite à  $\Delta h_g = 16,1$  cm (figure 101b).

Lorsque la charge due à l'ouvrage augmente jusqu'à 200 kPa, le processus de soulèvement du sol se poursuit à cause du soulèvement des couches de sol situées plus bas, où la pression  $\sigma_{azi}$  reste inférieure à la pression de gonflement  $\sigma_g$  par suite de la diffusion des contraintes dans le massif de sol (figure 101c), mais l'amplitude du soulèvement du sol devient sensiblement plus faible ( $\Delta h_g = 6,36$  cm).

Lorsque la charge augmente jusqu'à  $\sigma_o = 300$  kPa, le soulèvement du sol est réduit à seulement  $\Delta h_g = 0,35$  cm, c'est-à-dire qu'il est pratiquement nul, alors que le gonflement des couches profondes du sol se prolonge (figure 101d).

Enfin, lorsque la charge atteint  $\sigma_o = 400$  kPa, il se produit un tassement de la fondation d'amplitude  $\Delta h_g = -6,15$  cm. Le sol tasse jusqu'à une profondeur voisine de  $z = 1,5$  m (où  $\Delta h_g = 0$ ), tandis que l'on observe encore en dessous de faibles soulèvements du sol, qui tendent vers zéro à la limite inférieure de la zone active (figure 101e).

Il résulte de ce qui précède que le comportement d'un sol gonflant lors de son humidification est un processus complexe qui dépend des propriétés de gonflement du sol, de la charge appliquée au sol de fondation et de la diffusion des contraintes dans le sol. Dans les sols denses, qui se caractérisent par une plus grande

diffusivité, l'amplitude du gonflement sera plus grande que dans les sols qui ont une plus faible capacité de diffusion des contraintes. Dans les sols stratifiés, le problème est plus complexe dans la mesure où il faut prendre en compte des couches de sols aux propriétés de gonflement et de déformabilité différentes, et aussi de diffusivité différente, ce qui nécessite une analyse plus fine des données pour définir le projet. De plus, lorsque l'humidification du sol est durable, il faut s'attendre à une dégradation des caractéristiques de calcul du sol et à la diminution générale de la résistance aux efforts internes et externes.

## 4.7 Conclusions

Lors de la détermination des contraintes dans un massif du sol, on considère classiquement le sol de fondation comme un milieu continu abstrait, n'ayant pas de propriétés physiques. Dans tous les cas, la forme de la répartition des contraintes dans un demi-espace élastique ne dépend pas de l'état du milieu et de ses propriétés physico-mécaniques, c'est pourquoi le coefficient de la diffusion des contraintes dans un milieu donné a toujours une valeur constante, qui diffère sensiblement des données expérimentales.

L'analyse de la distribution des contraintes dans un massif du sol devient plus logique si l'on donne à l'angle qui caractérise la dissipation des charges appliquées une valeur variable qui dépend du type de sol, de son état et de ses caractéristiques physiques et mécaniques.

Nous avons proposé une solution du problème mixte de la résistance plastique et élastique d'un massif du sol, possédant différentes capacités de diffusion des contraintes, qui produisent des déformations différentes du sol sous de la base de fondation.

Le gonflement du sol dépend de la pression extérieure appliquée, du type de sol, de son état et de la profondeur de la zone active. Nous avons établi une formule simple pour la détermination des déformations de gonflement du sol ou de son tassement lors de l'humidification.

L'égalité des valeurs de la contrainte verticale  $\sigma_a$  et de la pression de gonflement  $\sigma_g$  ne correspond pas à une absence de soulèvement de la surface du sol  $\Delta h_{g0}$ . Elle caractérise seulement la nullité de la déformation de gonflement en un point de la couche élémentaire d'un massif du sol, à la profondeur  $z_i$  où a lieu l'égalité.

Lors du gonflement du sol, la courbe de gonflement en fonction de la profondeur a une forme non linéaire et elle dépend de l'épaisseur de la couche active, principalement. Lorsque la pression de gonflement est faible, l'accroissement de la charge appliquée produit une décroissance plus rapide des déformations de gonflement.

Dans les sols multicouches où les couches ont des caractéristiques différentes de gonflement et de diffusion des charges, la détermination des déformations du sol de fondation (soulèvement ou tassement) se fait simplement addition des déformations de chacune des couches, si leurs caractéristiques sont connues pour chaque couche typique séparément.



## Chapitre 5

# Étude expérimentale du comportement des sols gonflants en laboratoire

- 5.1 Introduction
- 5.2 Caractérisation des sols du site expérimental d'Ouarzazate
- 5.3 Objectifs et méthodologie de l'étude des argiles gonflantes en laboratoire
- 5.4 Étude expérimentale du gonflement de l'argile d'Ouarzazate : procédures et résultats d'essais
- 5.5 Analyse du gonflement de l'argile d'Ouarzazate
- 5.6 Le gonflement du sol et ses liaisons structurelles
- 5.7 Succion et écoulement de l'eau dans les sols argileux
- 5.8 Modifications des propriétés physiques et mécaniques des sols gonflants lors de leur humidification
- 5.9 Conclusions

### 5.1 Introduction

Ce chapitre présente les études effectuées en laboratoire (au Centre expérimental des Sols du Laboratoire Public d'Études et d'Essais à Casablanca) sur les sols du site expérimental d'Ouarzazate. Ces études avaient pour objectifs de déterminer les propriétés des sols pour comparer des prévisions de calcul avec les observations faites pendant les essais de chargement de fondations superficielles décrits dans le chapitre 6, mais aussi d'explorer certains aspects peu étudiés du comportement des argiles gonflantes comme la variation de leurs propriétés physiques et mécaniques au cours du processus d'humidification du sol. Toutes ces études ont été menées et interprétées avec le souci constant d'expliquer le comportement observé (macroscopique) par les modifications du sol au milieu microscopique (effet de l'adsorption d'eau sur les interactions entre particules).

Après une brève présentation du site expérimental d'Ouarzazate, les objectifs et méthodes de l'étude des argiles gonflantes sont commentés, puis on décrit le programme et les résultats des essais et les différentes propriétés de l'argile du site expérimental sont présentés et commentés.

### 5.2 Caractérisation des sols du site expérimental d'Ouarzazate

La ville d'Ouarzazate se trouve dans la plaine qui sépare les massifs de l'Atlas central et de l'Anti-Atlas oriental. Le site expérimental d'Ouarzazate se trouve dans la zone industrielle de la ville. C'est une zone presque carrée de 58 m et 60 m de côtés. Les sols sont des dépôts argilo-limoneux alluviaux quaternaires d'époques ancienne, intermédiaire et récente.

Le climat de la ville d'Ouarzazate est chaud, venteux et sec. Les températures diurnes et nocturnes sont très différentes. La quantité des précipitations varie de 80 à 100 mm par an. L'essentiel des pluies se produit pendant les mois d'hiver.

Le climat chaud et sec provoque un déficit d'humidité dans les couches superficielles du sol. Le toit de la nappe est rencontré à des profondeurs de 10 à 15 mètres. Le relief actuel a été produit par des phénomènes d'érosion et par la capacité de retrait des argiles, qui provoque la formation de fissures profondes et la destruction de la couche superficielle du sol. Le massif argileux est altéré jusqu'à des profondeurs de 1 à 3 mètres.

Les argiles du néogène (miocène et pliocène) et du quaternaire dominant dans la coupe géologique du site. Ces argiles sont hétérogènes, contiennent des couches de sables ou limons d'épaisseurs variant de 3 à 350 mm et aussi des inclusions de gypse, d'oxydes de fer et d'autres minéraux.

Le site expérimental, qui se trouve dans la partie nord-ouest d'Ouarzazate, a été caractérisé au moyen de puits de reconnaissance, dont la position est indiquée sur la figure 102. La figure 103 montre les coupes des sols obtenues dans ces puits.

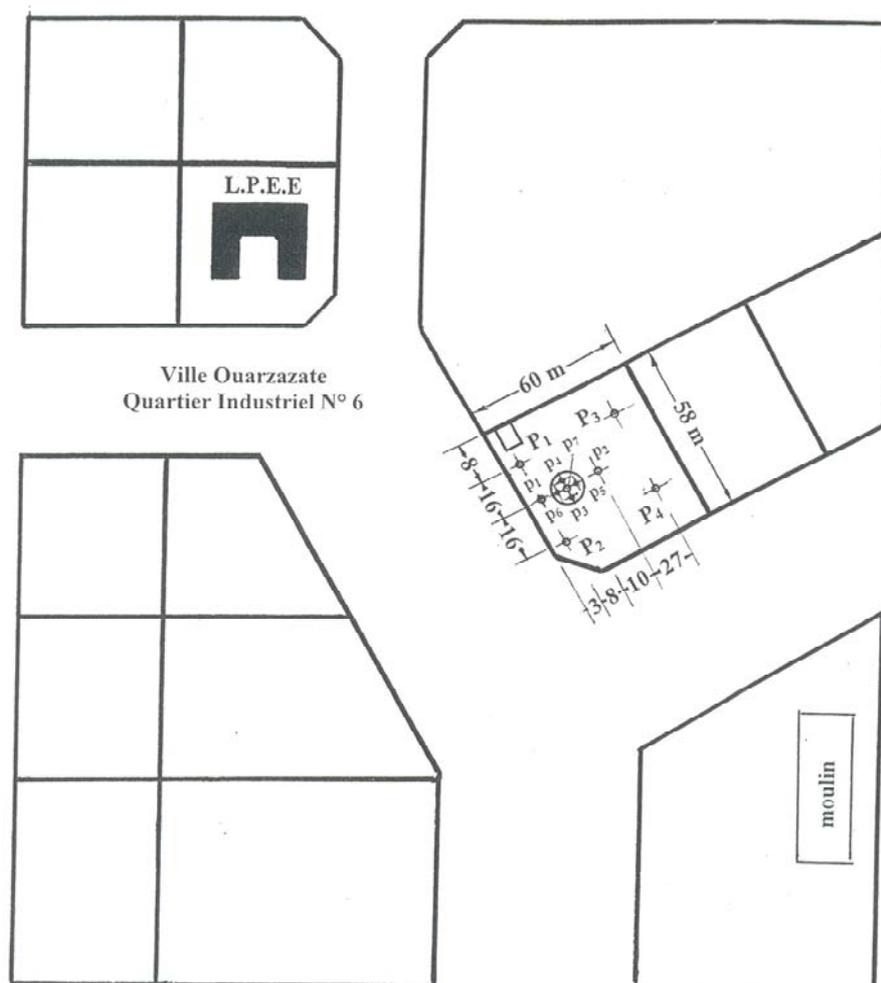
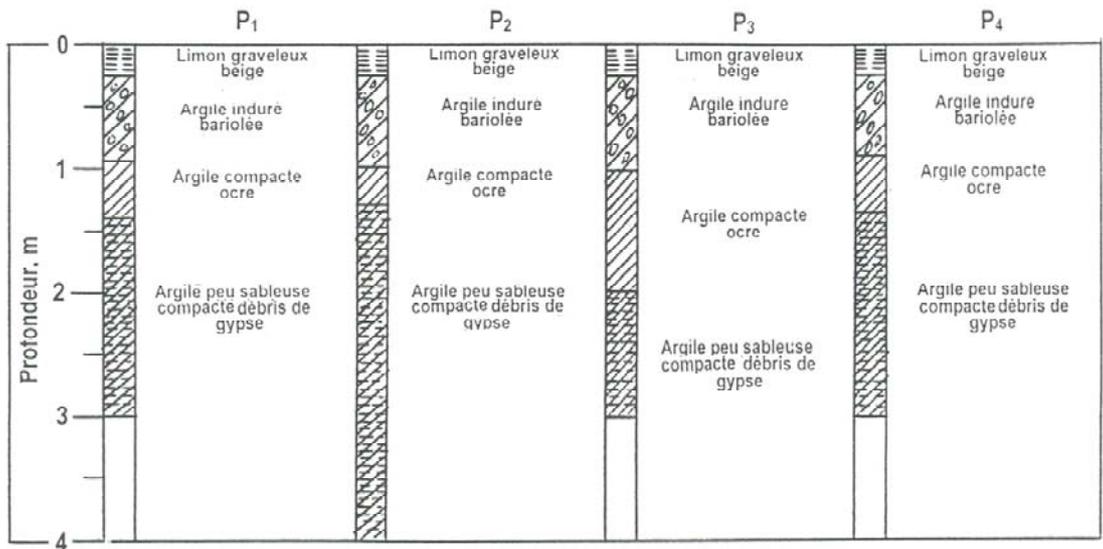
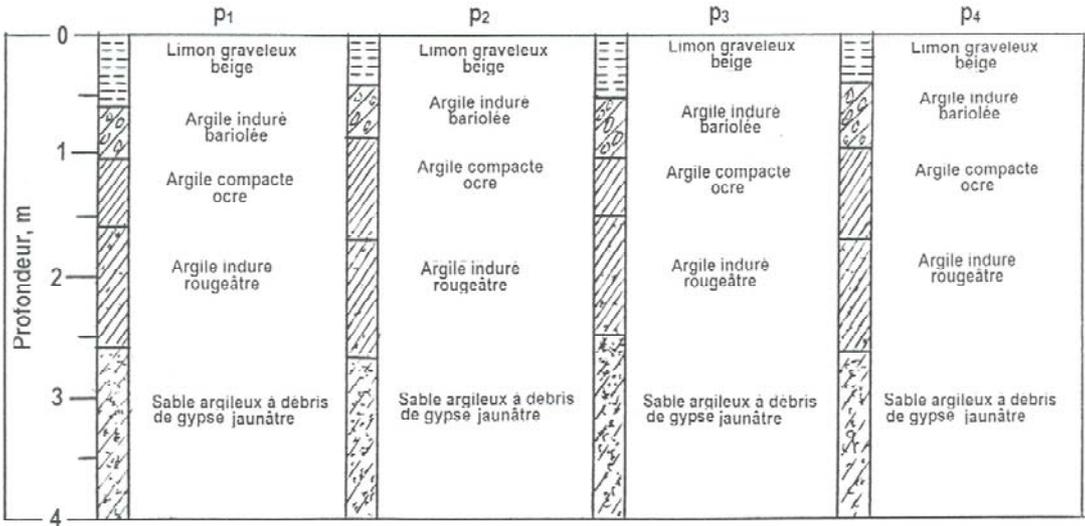


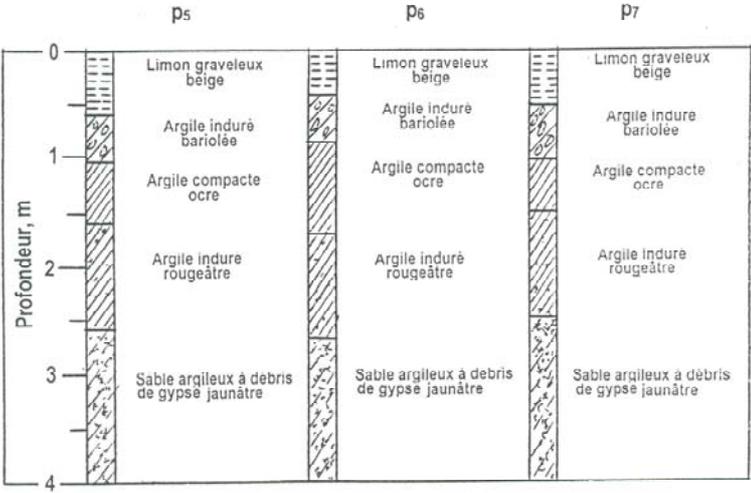
Figure 102. Position du site expérimental et des sondages de reconnaissance



a. Puits de reconnaissance préalable (aux quatre coins du site) : P1, P2, P3, P4



b. Puits de reconnaissance complémentaire (autour de la zone d'essai) : p1, p2, p3, p4



c. Puits de reconnaissance complémentaire (autour de la zone d'essai) : p5, p6, p7

Figure 103. Coupes des sols du site expérimental

D'après les observations faites dans les puits de reconnaissance p1, p2, p3 et p4, situés à proximité directe de la zone expérimentale (figure 103.b), la coupe des sols jusqu'à la profondeur concernée par les essais de chargement des fondations superficielles est la suivante :

0,0 – 0,6 m	limon graveleux beige,
0,6 – 1,1 m	argile indurée bariolée,
1,1 – 1,8 m	argile compacte ocre,
1,8 – 2,7 m	argile indurée rougeâtre,
2,7 – 4,0 m	sable argileux à débris de gypse jaunâtre.

On observe que, dans la zone expérimentale, dont le diamètre est de 12m, les sols proprement gonflants ont une épaisseur variable et se situent entre 0,5 et 1,7-2,2 m de profondeur. Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols gonflants dans son état naturel ont été déterminées sur des blocs de dimensions 25 x 25 x 25 cm, prélevés entre 1,1 et 1,3 m de profondeur par rapport à la surface du sol. Les résultats de ces analyses sont présentés dans le tableau 9.

Tableau 9 Caractéristiques générales des sols gonflants du site expérimental d'Ouarzazate (à l'état naturel)

Paramètre	Valeur
Indice des vides	0,5
Teneur en eau naturelle $w$ (%)	12,54%
Limite de retrait $w_s$	16
Limite de plasticité $w_p$	27
Limite de liquidité $w_L$	57
Indice de plasticité $I_p$	30
Indice de liquidité $I_L$	-0,482
Valeur de bleu $V_B$ (g/100g)	5,12
Pression de gonflement $\sigma_g$ (kPa)	380
Déformation de gonflement libre $\varepsilon_g$	11,4
Masse volumique (humide) $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1,806
Masse volumique sèche $\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,605
Masse volumique des particules $\rho_s$ (t/m <sup>3</sup> )	2,66
Teneur en eau à l'optimum Proctor normal $w_{OPN}$ (%)	22%
Masse volumique maximale (Essai Proctor normal) $\rho_{OPN}$ (t/m <sup>3</sup> )	1,55
Analyse granulométrique	
(Cx = pourcentage en masse des particules de dimension inférieure à x)	
$C_{2\mu m} = 10\%$ $C_{20\mu m} = 80\%$ $C_{80\mu m} = 93\%$ $C_{2mm} = 100\%$	

La particularité des argiles d'Ouarzazate est leur structure stratifiée et la présence de lits de sable entre les lits d'argile. Lors du séchage, l'argile se découpe en blocs et feuillets de quelques millimètres d'épaisseur. L'allure de l'argile altérée sur les bords de la tranchée de la figure 104 est semblable, avec des blocs et une stratification visible. À l'état intact, l'argile d'Ouarzazate est une argile beige de consistance dure. On peut noter des traces de stratification sur les bords des éprouvettes. Lorsqu'on met un bloc d'argile intacte dans l'eau, il gonfle à vue d'œil, se déstructure complètement et perd toute résistance.

L'évaporation intense de l'eau du sol fait que les sels dissous dans l'eau sont entraînés vers la surface où ils cristallisent. La figure 105 montre des cristaux de gypse à la surface du sol du site expérimental.

Les blocs d'argile prélevés dans les puits perdent rapidement de l'eau quand ils sont mis en contact avec l'air, des fissures profondes et parfois inclinées apparaissent dans les blocs et provoquent leur destruction rapide (Figure 106).

La figure 107 illustre le caractère stratifié de l'argile d'Ouarzazate (argile bariolée).

L'étude de la composition minéralogique de la fraction argileuse des sols argileux gonflants d'Ouarzazate a été effectuée dans un laboratoire de géo-environnement de la ville de Marrakech et a porté sur des sols prélevés entre 1 et 2m de profondeur. Elle a fourni les résultats suivants (Daoudi et al., 2003) :

- illite : de 10 à 15%
- kaolinite : de 25 à 40%
- polygorskite : de 5 à 15%,
- smectite : de 45 à 55%.



Figure 104. Allure de l'argile d'Ouarzazate sur les bords d'une tranchée



Figure 105. Cristaux de gypse à la surface du sol (site expérimental)

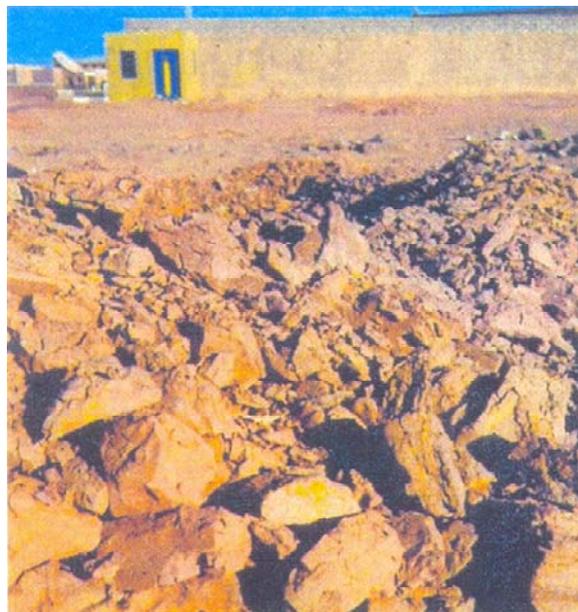


Figure 106. Évolution des blocs d'argile après leur extraction manuelle des puits



Figure 107. Stratification de l'argile bariolée d'Ouarzazate

Dans la couche étudiée principalement (puits p1, de 1,1 à 1,3m de profondeur, l'argile a une structure hétérogène, comme on le voit sur la figure 108. Elle contient aussi des cristaux de gypse, comme on le voit sur la figure 109. Ces particularités contribuent à expliquer certains des comportements observés.



Figure 108. Bloc d'argile de la couche étudiée dans ce chapitre (puits p1, 1,1-1,3m de profondeur)

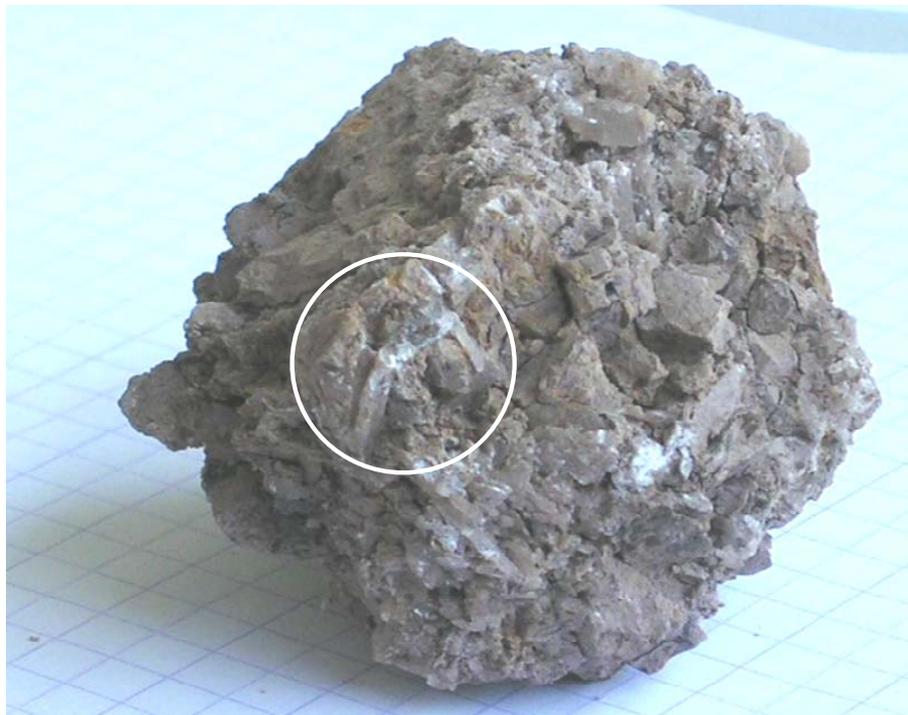


Figure 109. Cristal de gypse sur le même bloc d'argile

Les études réalisées sur les sols compris entre 2 et 3 m de profondeur ont montré que la composition minéralogique du sol varie sensiblement et est la suivante (LCPC, 2001 ; Platret, 2001) :

- plagioclases : de 15 à 20%
- montmorillonite : de 0 à 5%,
- feldspath : de 10 à 20%,
- quartz : de 35 à 40%,
- traces de palygorskite.

L'étude menée par le LPEE (Laboratoire régional de Marrakech) propose de distinguer deux zones dans la région d'Ouarzazate : au nord, la smectite et l'illite se développent en quantités notables, avec une faible présence de kaolinite et d'interstratifiés. Les faciès gréso-argileux du sud sont dominés par le couple kaolinite-smectite, avec cependant la présence constante d'illite (moins de 20%).

D'après un rapport du LCPC (2001), la présence de gypse dans la région nord-ouest indiquerait un milieu propice pour la formation de smectite magnésienne, de sépiolite et de palygorskite. La création de l'illite proviendrait de l'érosion des matériaux phylliteux du socle du Haut-Atlas et de l'Anti-Atlas. Les smectites seraient le produit de l'altération des roches volcaniques et des matériaux de couverture, sous l'influence d'un climat de type tropical chaud à saisons contrastées, fortement hydrolysant, ce qui est corroboré par la rareté de la chlorite.

## **5.3 Objectifs et méthodologie de l'étude des argiles gonflantes en laboratoire**

### 5.3.1 Objectifs

L'étude du gonflement des sols argileux lors de leur humidification doit permettre de répondre au moins à deux objectifs :

- évaluer le gonflement possible du sol et le soulèvement des fondations lors de l'humidification du sol,
- déterminer les tassements éventuels du sol lorsque la charge appliquée dépasse la pression de gonflement ou lorsque les propriétés mécaniques du sol ont été dégradées par l'humidification.

Les valeurs parfois importantes des déformations non linéaires de gonflement et de retrait, qui peuvent atteindre quelques dizaines de centimètres, peuvent remettre en cause la validité de l'hypothèse usuelle des déformations linéaires des sols sous les fondations.

La pénétration d'eau dans les pores du sol ne signifie pas le début d'un processus de gonflement. Il faut que se développe une pression capable d'augmenter la distance entre les particules du sol et de rompre les liaisons structurales. Pour cette raison les sols capables de gonfler sont les argiles denses, dont la distance entre particules est inférieure à l'épaisseur des enveloppes hydratées. Plus le sol est dense, plus les distances entre particules sont faibles et plus le sol gonfle.

Lors de l'humidification, un sol argileux de consistance dure change de consistance et passe d'abord à une consistance plastique, puis à une consistance liquide.

Il faut toutefois noter que les limites d'Atterberg sont des caractéristiques purement conventionnelles parce que leur détermination commence par la destruction des propriétés structurales du sol. Les propriétés géotechniques des sols naturels seront pour cette raison en général meilleures que celles des pâtes fabriquées à partir d'eux.

Beaucoup de recherches ont été consacrées à l'étude des propriétés de gonflement des sols lors de leur humidification en utilisant les limites d'Atterberg. Elles sont fondées sur des essais de laboratoire très simples et des relations empiriques. Par conséquent, la correspondance ou la contradiction des résultats des prévisions déduites de ces relations avec le comportement réel des sols dépend du réalisme de la façon dont ces facteurs ont été pris en compte

Les travaux de Rama Rao et Smart (1980), de Snethen (1984) et de El-Sohby et al. (1995) concluent tous que l'utilisation de ces relations pour prévoir l'évolution des déformations de gonflement du sol a été de façon générale dépourvue de succès.

En règle générale, les sols gonflants sont des mélanges de particules argileuses, limoneuses et sableuses et ils contiennent pour cette raison un pourcentage plus faible de particules argileuses que les argiles pures. Par conséquent, juger du caractère gonflant d'un sol seulement d'après la quantité des particules argileuses qu'il contient, par exemple d'après l'indice de plasticité, qui lui est lié, est clairement insuffisant.

Pour cette raison, Chen (1975) suggère de tenir compte des particules de dimensions inférieures à  $76\ \mu\text{m}$  (au lieu de  $2\ \mu\text{m}$ ) pour que ce paramètre ait une signification plus forte.

Les argiles qui contiennent des particules sableuses gonflent plus rapidement car, dans ce cas, l'eau se déplace plus rapidement dans le sol. Ceci crée des conditions favorables à une humidification plus intense des particules argileuses.

L'effet est maximal quand le massif de sol est constitué d'une succession de lits d'argile, de limons et de sable, qui permettent d'humidifier plus rapidement les couches d'argile grâce à l'écoulement horizontal de l'eau dans les couches plus perméables (Gromko, 1974). Cet auteur note qu'un sol argileux moins expansif mais plus perméable peut dépasser au cours du temps la vitesse de gonflement d'un sol plus expansif mais moins perméable.

Ce qui a été exposé ci-dessus concerne le gonflement libre du sol. Lorsque le sol est soumis à une pression externe, les méthodes précédentes sont totalement incapables de prévoir l'amplitude du gonflement du sol.

On sait que la pression externe influence non seulement l'amplitude du gonflement du sol mais aussi la vitesse d'évolution de ce phénomène. Plus la charge est importante, plus l'amplitude du gonflement et la durée de la stabilisation du gonflement diminuent.

Il découle de ce qui précède que la méthode la plus efficace du point de vue de la pratique consiste à déterminer le risque de gonflement du sol d'après les résultats de mesures directes des paramètres de gonflement en laboratoire ou en place, plutôt que d'utiliser les méthodes indirectes citées plus haut. Ces mesures peuvent seules permettre d'établir la relation entre l'amplitude du gonflement et la pression appliquée au sol.

Cette démarche nécessite des moyens plus importants et plus de temps pour établir de telles relations mais ces dépenses sont justifiées par l'établissement de solutions plus économique et fiables pour les projets de construction sur les sols gonflants.

Pour réaliser ces études sur les sols gonflants, on peut utiliser plusieurs méthodes d'essais (Komornik et David, 1969 ; Sorochan, 1989).

Dans la première méthode, on place une éprouvette de sol à l'état naturel dans un œdomètre puis on lui applique la pression  $\sigma_a$ . Après stabilisation des tassements sous cette charge, on procède à l'humidification du sol et on mesure la valeur stabilisée du gonflement du sol.

Dans la deuxième méthode, on humidifie le sol dans son état naturel sans chargement, jusqu'à stabilisation de son gonflement. Ensuite on applique à cette éprouvette des paliers de charge, avec stabilisation des tassements sous chaque chacune des charges appliquées.

Dans la troisième méthode, l'éprouvette de sol est chargée jusqu'à une charge maximale, par exemple supérieure à la charge appliquée par la fondation. Une fois le tassement stabilisé, on procède à l'humidification du sol en mesurant l'évolution de son gonflement. Ensuite, on décharge l'éprouvette par étapes.

Nous avons choisi une méthode aussi proche que possible du comportement du sol sous les fondations d'un bâtiment, qui est décrite dans la section 5.3.2. Cette méthode conserve les éléments principaux des trois méthodes précédentes, ce qui réduit le nombre d'éprouvettes nécessaires, la durée des essais et la dispersion des résultats.

### 5.3.2 Méthodes d'études

L'étude du comportement des argiles gonflantes en laboratoire a été réalisée au moyen des appareils classiques des études géotechniques. Une attention particulière a été accordée à l'étude des propriétés mécaniques des sols gonflants, qui a été effectuée dans des œdomètres, des œdomètres-perméamètres et des boîtes de cisaillement. Les études ont porté sur des éprouvettes de sol à l'état naturel, en cours d'humidification et après saturation totale, pour différentes valeurs de la charge appliquée  $\sigma_a$ . Pendant l'humidification des éprouvettes, on a déterminé la vitesse d'infiltration et de gonflement, ainsi que la vitesse d'écoulement de l'eau dans le sol saturé sous diverses charges. Il n'y a pas eu d'études du sol à l'état naturel à l'appareil triaxial, à cause de sa teneur en eau trop faible, de sa forte surconsolidation et de sa fragilité, qui interdisait de préparer des éprouvettes de sol de qualité suffisante pour les essais triaxiaux. Quelques essais triaxiaux ont toutefois été effectués sur des éprouvettes saturées. Par conséquent, l'essentiel des essais a

été réalisé à l'œdomètre et à la boîte de cisaillement, où l'épaisseur des éprouvettes était plus faible et valait respectivement 19 mm et 24 mm. Ceci a été considéré comme acceptable parce que la déformation de gonflement du sol en l'absence de déformations horizontales est plus proche de la déformation à l'œdomètre.

Les argiles gonflantes possèdent à l'état naturel, en climat sec, une résistance élevée aux efforts de compression et de cisaillement. Lors de l'hydratation du sol, les caractéristiques de résistance et de déformabilité du sol deviennent plus mauvaises par suite de la rupture des liaisons structurelles des particules et de l'augmentation de l'épaisseur des couches hydratées autour des particules élémentaires du sol, ce qui provoque l'augmentation de la porosité du sol et la diminution de sa résistance globale.

Les séries d'essais réalisées sur l'argile d'Ouarzazate ont permis de caractériser les différentes facettes du comportement de cette argile gonflante. Elles ont comporté :

- l'étude du gonflement du sol sous différentes charges,
- l'étude de la compressibilité du sol une fois terminée son humidification sous une charge donnée (poursuite des essais de gonflement sous charge),
- l'étude du déchargement du sol en fin d'essai de gonflement et chargement par étapes (fin des essais précédents),
- l'étude de la pression de gonflement par la méthode du volume fermé (série d'essais spécifiques),
- l'étude de la variation au cours du gonflement des propriétés hydrauliques (perméabilité) et mécaniques du sol (déformabilité et paramètres de résistance au cisaillement).

## **5.4 Étude expérimentale du gonflement de l'argile d'Ouarzazate : procédures et résultats d'essais**

### 5.4.1. Introduction

Les essais exécutés lors de l'étude expérimentale en laboratoire de l'argile d'Ouarzazate peuvent être classés en trois groupes :

- la plupart des essais (groupe 1) ont été exécutés sur des blocs prélevés entre 1,1 m et 1,3 m de profondeur dans le puits p1 (figures 102 et 103.b) ;
- des essais complémentaires (groupe 2) ont été exécutés sur des blocs prélevés entre 1,1 m et 1,3 m de profondeur dans le puits p2 ;
- quelques essais (groupe 3) ont été exécutés sur des blocs prélevés entre 2,3 m et 2,6 m de profondeur dans le puits p1.

Ces essais sont pour l'essentiel des essais œdométriques (essais de gonflement, de chargement par paliers et de perméabilité). Des essais de cisaillement à la boîte ont aussi été exécutés, sur des éprouvettes de la deuxième série. Chaque essai a été répété trois fois.

Les objectifs du programme expérimental ont été décrits dans la section précédente. Nous nous limitons ici pour cette raison à décrire les procédures d'essai et à exposer les résultats obtenus. L'interprétation des résultats est présentée dans les sections suivantes de ce chapitre, qui reproduisent les figures nécessaires.

#### 5.4.2. Groupe 1 : blocs prélevés dans le puits p1 entre 1,1m et 1,3m de profondeur

##### Essais œdométriques (humidification sous charge, chargement et déchargement)

Une première étude du comportement des argiles lors de l'humidification a été effectuée à l'œdomètre pour différentes valeurs  $\sigma_{ai}$  de la pression appliquée :  $\sigma_{a1} = 8$  kPa,  $\sigma_{a2} = 140$  kPa,  $\sigma_{a3} = 210$  kPa,  $\sigma_{a4} = 280$  kPa et  $\sigma_{a5} = 350$  kPa. La contrainte initiale  $\sigma_{a1} = 8$  kPa correspondait au poids propre du piston et du système de chargement de l'œdomètre. Les éprouvettes avaient une section  $S = 38,5 \text{ cm}^2$  et une hauteur de 1,9 cm. Elles provenaient de blocs prélevés dans le puits p1 (figures 102 et 103b) à une profondeur comprise entre 1,1 et 1,3 m.

Cette étude a été consacrée au gonflement libre du sol à partir de son état naturel et à sa compressibilité à l'état saturé, après gonflement sous contrainte. L'étude a porté sur cinq séries de trois éprouvettes :

- la première série de trois éprouvettes (de sol dans son état naturel) a d'abord été chargée sous  $\sigma_{a1} = 8$  kPa, jusqu'à la stabilisation complète du tassement. Ensuite, on a procédé à l'humidification du sol en mesurant ses déformations de gonflement au cours du temps jusqu'à ce qu'un état stabilisé soit atteint. On a poursuivi ensuite le chargement du sol par paliers ( $\sigma_{a2} = 140$  kPa,  $\sigma_{a3} = 210$  kPa,  $\sigma_{a4} = 280$  kPa,  $\sigma_{a5} = 350$  kPa) jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque charge ;
- la deuxième série d'éprouvettes a été chargée sous  $\sigma_{a1} = 8$  kPa, puis sous une contrainte intermédiaire de  $\sigma_{a1bis} = 70$  kPa, puis sous  $\sigma_{a2} = 140$  kPa, en maintenant chaque charge jusqu'à la stabilisation des déformations. Elle a été ensuite humidifiée, dans les mêmes conditions que la première série, puis chargée sous  $\sigma_{a3} = 210$  kPa,  $\sigma_{a4} = 280$  kPa,  $\sigma_{a5} = 350$  kPa ;
- la troisième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous  $\sigma_{a1} = 8$  kPa,  $\sigma_{a1bis} = 70$  kPa,  $\sigma_{a2} = 140$  kPa et  $\sigma_{a3} = 210$  kPa, puis humidifiée et chargée sous les deux pressions restantes :  $\sigma_{a4} = 280$  kPa,  $\sigma_{a5} = 350$  kPa ;
- la quatrième série d'éprouvettes a été chargée sous  $\sigma_{a1} = 8$  kPa,  $\sigma_{a1bis} = 70$  kPa,  $\sigma_{a2} = 140$  kPa,  $\sigma_{a3} = 210$  kPa et  $\sigma_{a4} = 280$  kPa, puis humidifiée et chargée sous la pression maximale  $\sigma_{a5} = 350$  kPa ;
- la cinquième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous les six charges  $\sigma_{a1} = 8$  kPa,  $\sigma_{a1bis} = 70$  kPa,  $\sigma_{a2} = 140$  kPa,  $\sigma_{a3} = 210$  kPa,  $\sigma_{a4} = 280$  kPa et  $\sigma_{a5} = 350$  kPa, puis humidifiée.

Les résultats des cinq séries d'essais sont représentés sur la figure 110. Compte tenu du comportement similaire des sols de chaque groupe de trois éprouvettes et de la très faible dispersion des mesures, les résultats ont été représentés sous forme d'une courbe unique, qui rend compte en moyenne des trois essais correspondants.

Après la fin du chargement, les cinq séries d'éprouvettes ont été déchargées en une seule fois jusqu'à la charge initiale de 8 kPa. Les valeurs finales de la déformation (de gonflement) sont les suivantes :

Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5
-0,194cm	-0,204cm	-0,191cm	-0,147cm	-0,125cm

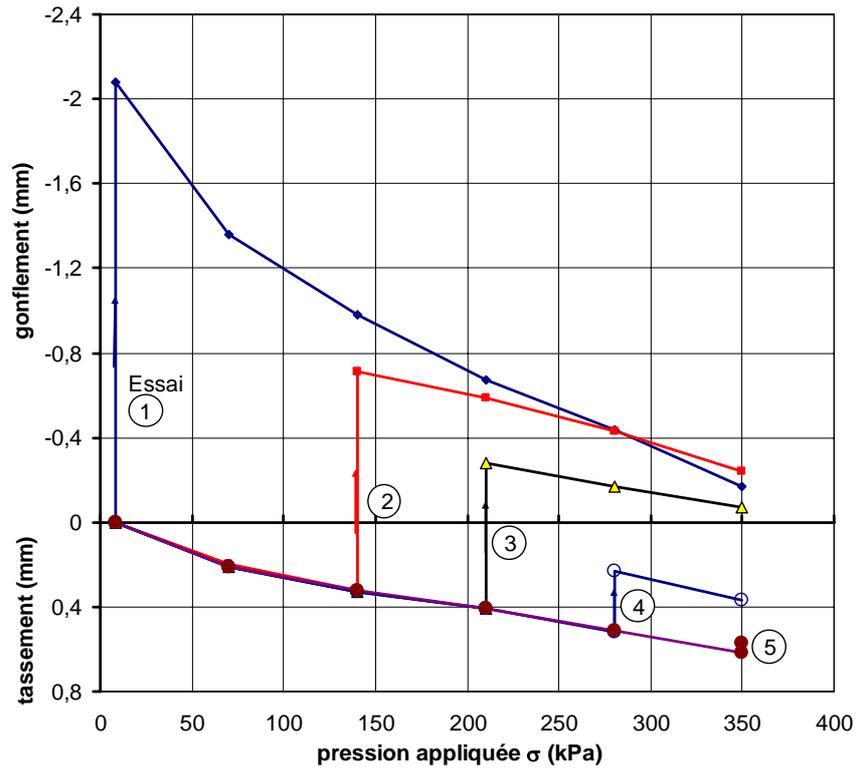


Figure 110. Courbes moyennes de chargement de cinq séries d'éprouvettes à l'œdomètre : chargement initial à l'état naturel, humidification, puis poursuite du chargement jusqu'à 350 kPa

Le gonflement du sol au cours du temps a été enregistré lors de l'humidification des éprouvettes sous les cinq charges choisies. Les courbes de gonflement sont représentées sur la figure 111.

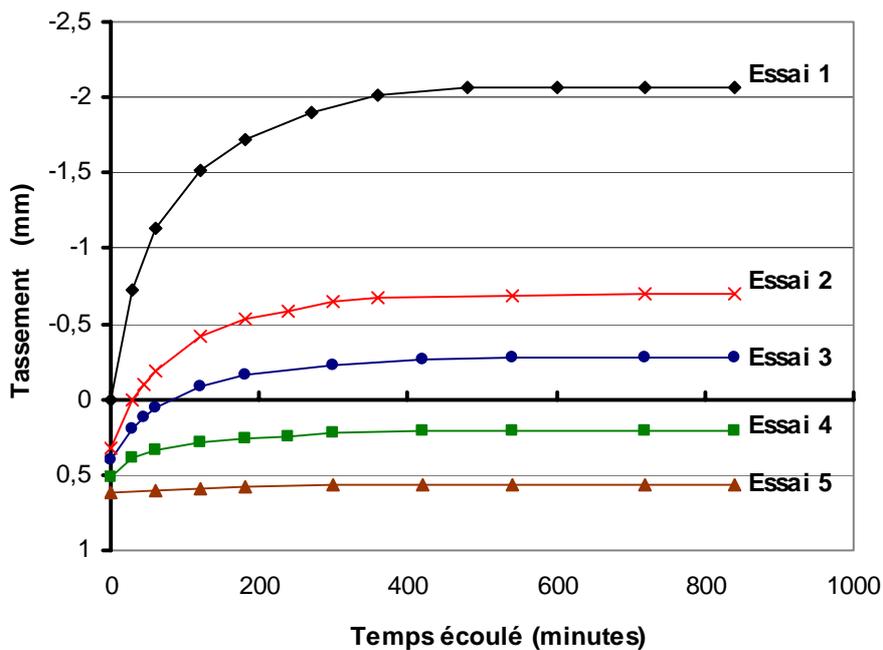


Figure 111. Gonflement au cours du temps sous les cinq charges étudiées

La figure 112 montre la courbe de compressibilité moyenne de la série d'éprouvettes soumises à humidification sous  $\sigma_a = 8 \text{ kPa}$ .

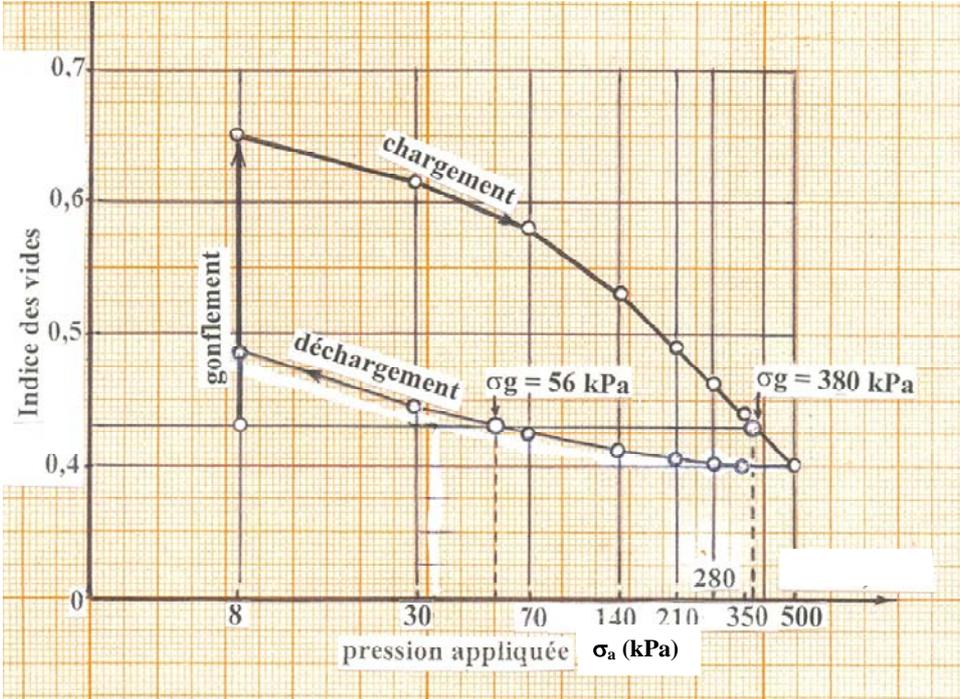


Figure 112. Courbe de compressibilité de la série d'éprouvettes humidifiées sous une charge de 8 kPa

La figure 113 montre l'exploitation particulière des résultats des essais sous forme de courbe de gonflement sous charge imposée (comme dans les essais de gonflement en parallèle définis par la norme française XP P 94-091). On déduit de cette courbe que la pression de gonflement vaut 380 kPa.

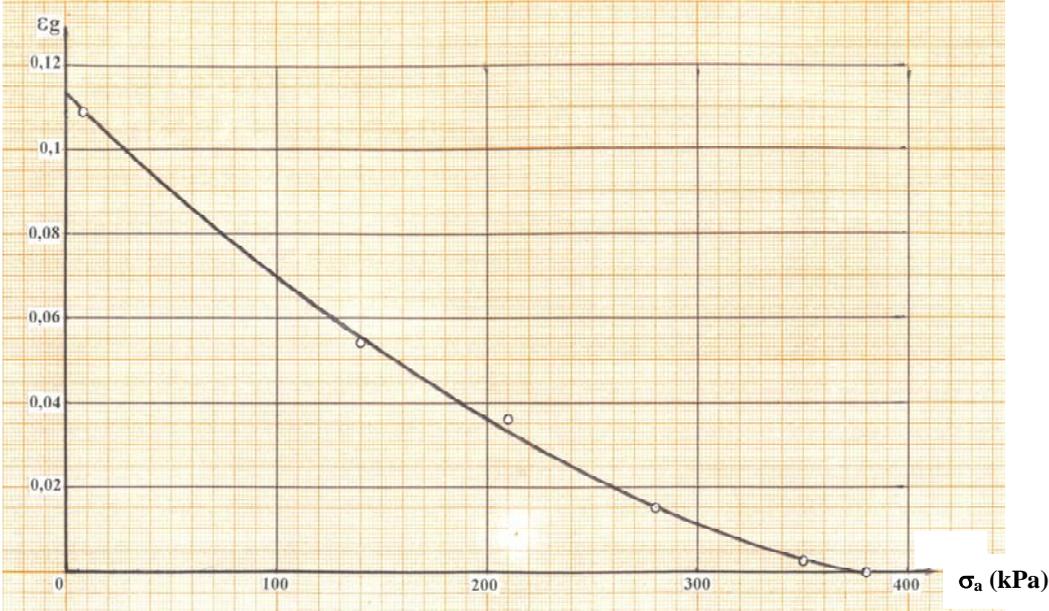


Figure 113. Amplitude de gonflement du sol lors de l'humidification sous  $\sigma_a$

#### 5.4.3. Groupe 2 : blocs prélevés dans le puits p2 entre 1,1m et 1,3m de profondeur

##### Essais œdométriques (humidification sous charge, chargement et déchargement)

Une deuxième étude du comportement de l'argile d'Ouarzazate lors de l'humidification a été effectuée à l'œdomètre pour différentes valeurs  $\sigma_{ai}$  de la pression appliquée :  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa et  $\sigma_{a7}= 400$  kPa. La contrainte initiale  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa correspondait au poids propre du piston et du système de chargement de l'œdomètre (appareil différent du précédent, équipé pour les essais de perméabilité). Les éprouvettes avaient une section  $S = 38,5$  cm<sup>2</sup> et une hauteur de 1,9 cm. Elles provenaient de blocs prélevés dans le puits p2 (figures 102 et 103.b) à une profondeur comprise entre 1,1 et 1,3 m.

Cette étude a été consacrée au gonflement libre du sol à partir de son état naturel et à sa compressibilité à l'état saturé, après gonflement sous contrainte. L'étude a porté sur sept séries de trois éprouvettes :

- la première série de trois éprouvettes (de sol dans son état naturel) a d'abord été chargée sous  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa, jusqu'à la stabilisation complète du tassement. Ensuite, on a procédé à l'humidification du sol en mesurant ses déformations de gonflement au cours du temps jusqu'à ce qu'un état stabilisé soit atteint. On a poursuivi ensuite le chargement du sol par paliers jusqu'à 500 kPa ( $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa,  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa) jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque charge ;
- la deuxième série d'éprouvettes a été chargée sous  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa, puis sous  $\sigma_{a2}= 70$  kPa, en maintenant chaque charge jusqu'à la stabilisation des déformations. Elle a été ensuite humidifiée, dans les mêmes conditions que la première série, puis chargée sous  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa,  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa ;
- la troisième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa et  $\sigma_{a3}= 140$  kPa, puis humidifiée et chargée sous les sept pressions restantes :  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa,  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa ;
- la quatrième série d'éprouvettes a été chargée sous  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa et  $\sigma_{a4}= 210$  kPa, puis humidifiée et chargée sous les six pressions suivantes  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa,  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa ;
- la cinquième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous les six charges  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa et  $\sigma_{a5}= 280$  kPa, puis humidifiée et chargée sous  $\sigma_{a6}= 350$  kPa,  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa ;
- la sixième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous les sept charges  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa et  $\sigma_{a6}= 350$  kPa, puis humidifiée et chargée sous  $\sigma_{a7}= 400$  kPa,  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa ;
- la septième série d'éprouvettes a été chargée dans son état naturel sous les sept charges  $\sigma_{a1}= 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2}= 70$  kPa,  $\sigma_{a3}= 140$  kPa,  $\sigma_{a4}= 210$  kPa,  $\sigma_{a5}= 280$  kPa,  $\sigma_{a6}= 350$  kPa et  $\sigma_{a7}= 400$  kPa, puis humidifiée et chargée sous  $\sigma_{a8}= 450$  kPa et  $\sigma_{a9}= 500$  kPa.

Les résultats des sept séries d'essais sont représentés sur la figure 114. Compte tenu du comportement similaire des sols de chaque groupe de trois éprouvettes, les résultats ont été représentés sous forme d'une courbe unique, qui rend compte en moyenne des trois essais correspondants.

Après la fin du chargement, les sept séries d'éprouvettes ont été déchargées en une seule fois jusqu'à la charge initiale de 4,4 kPa. Les courbes de déchargement sont représentées sur la figure 115, dans les mêmes conditions que précédemment (courbes moyennes).

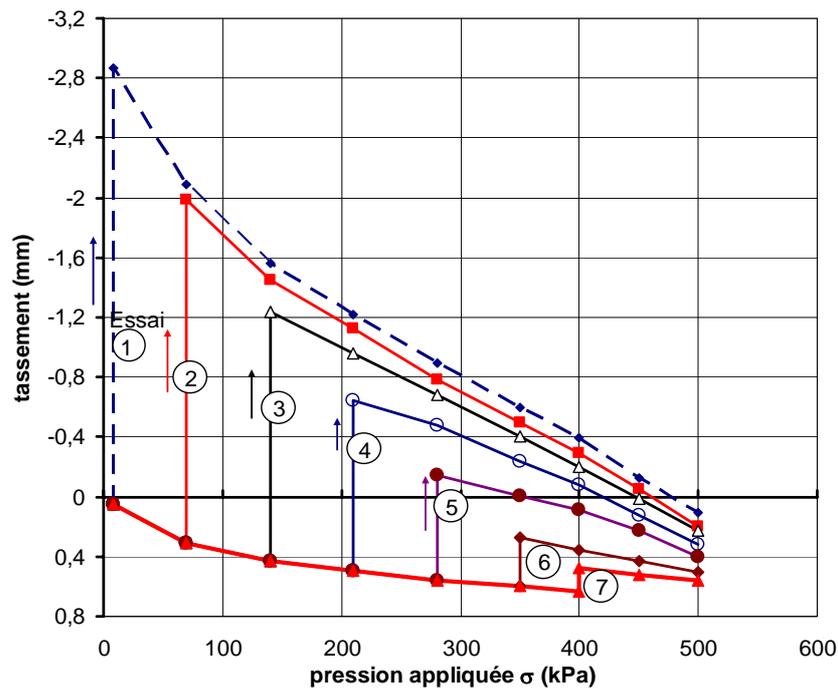


Figure 114. Courbes moyennes de chargement de sept séries d'éprouvettes à l'œdomètre : chargement initial à l'état naturel, humidification, puis poursuite du chargement jusqu'à 500 kPa

Les amplitudes de gonflement observées lors de chacune des phases d'humidification sous contrainte ont été regroupées sur la figure 116, qui donne une pression de gonflement analogue à celle des essais de gonflement en parallèle. La pression de gonflement correspondante vaut 480 kPa.

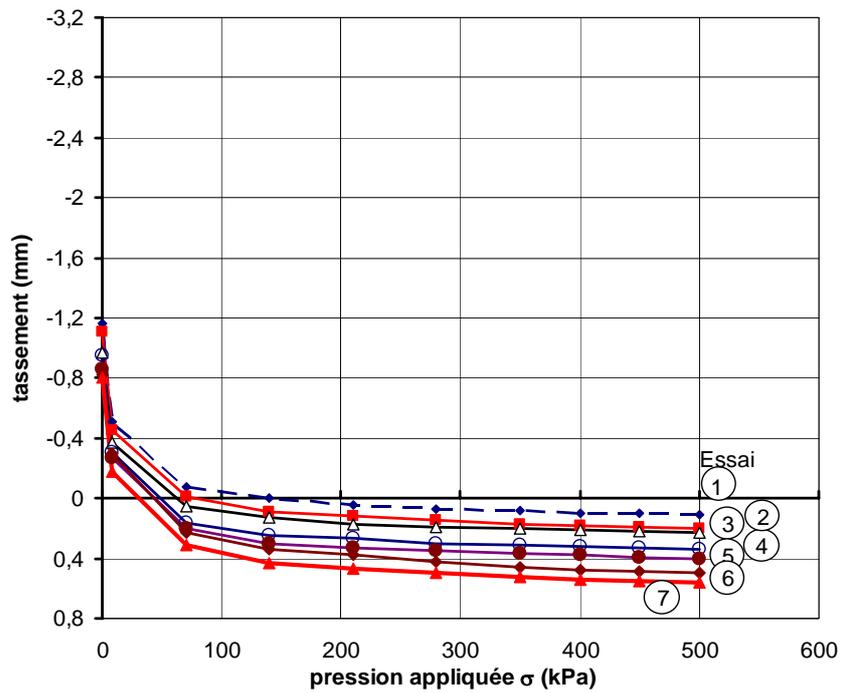


Figure 115. Courbes moyennes de déchargement par paliers des sept séries d'éprouvettes à l'œdomètre, à partir de la charge maximale (500 kPa)

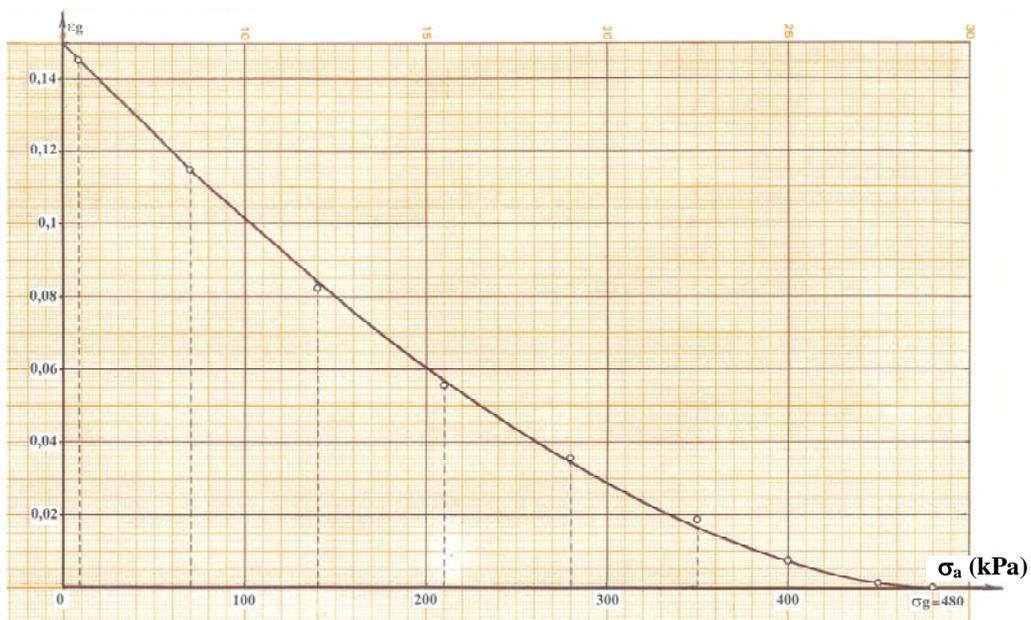


Figure 116. Essais de gonflement en parallèle à l'œdomètre

La figure 117 montre la courbe de compressibilité moyenne d'une série d'éprouvettes soumises à humidification sous  $\sigma_a = 4,4$  kPa puis chargées jusqu'à 500 kPa et déchargées par paliers jusqu'à 4,4 kPa.

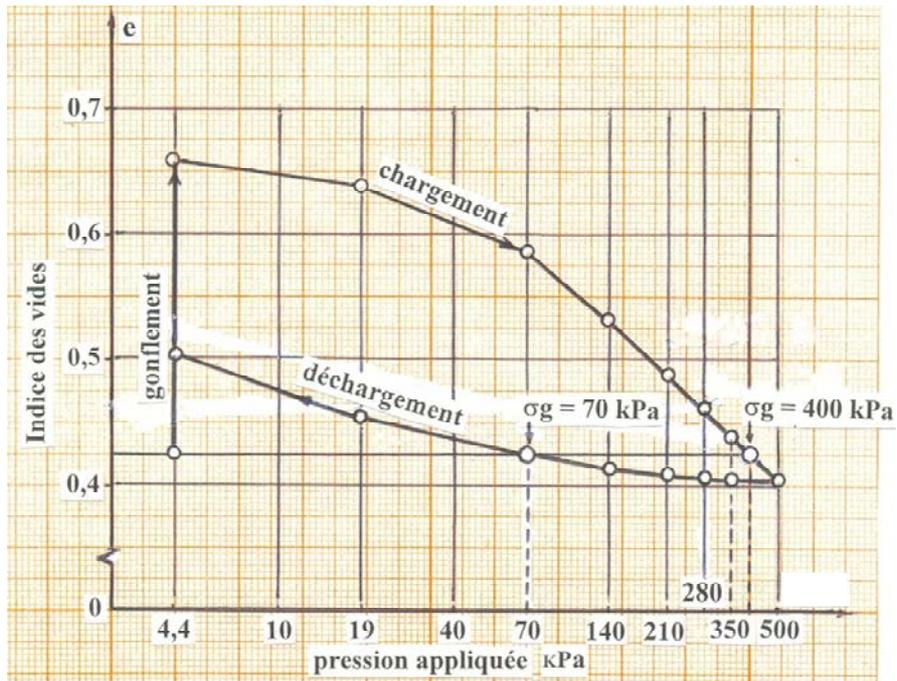


Figure 117. Courbe de compressibilité d'une série d'éprouvettes humidifiées sous une charge de 4,4 kPa

Les œdomètres utilisés pour les essais de la figure 117 étaient équipés pour la mesure directe du coefficient de perméabilité des éprouvettes. Cette possibilité a été utilisée pour faire des mesures sur les éprouvettes humidifiées sous 4,4 kPa, d'une part à la fin des paliers de chargement (valeurs indiquées par des flèches sur la figure 118) et d'autre part en cours de consolidation (autres points), ce qui donne des valeurs plus difficiles à interpréter.

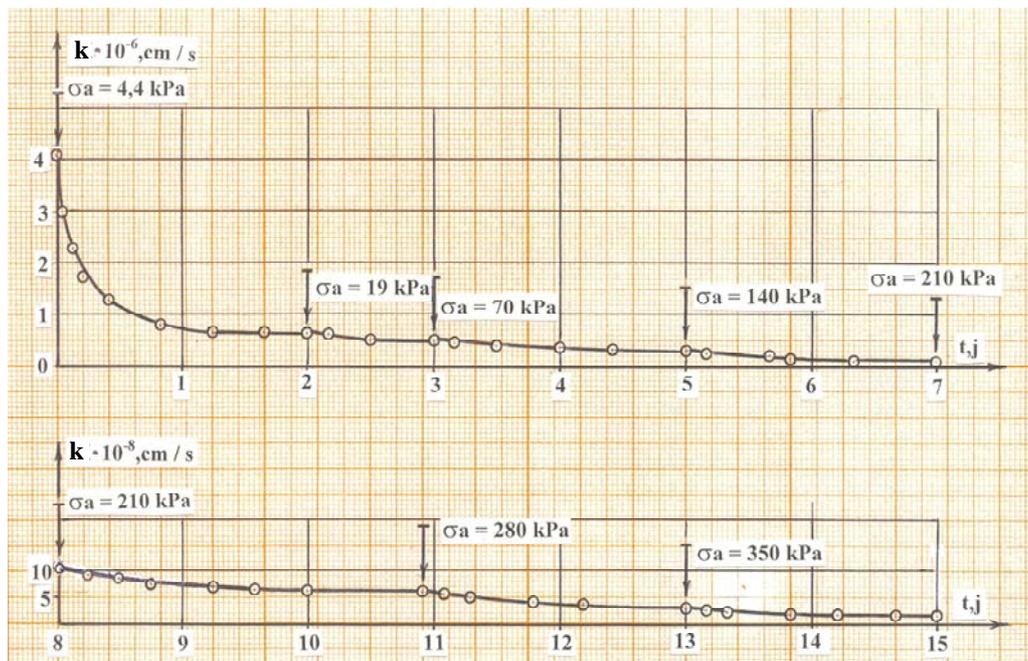


Figure 118. Variations du coefficient de perméabilité en cours d'essai (en fonction de la charge appliquée)

Des mesures de débit d'eau à l'entrée de l'œdomètre ont été aussi réalisées pendant l'humidification de l'éprouvette chargée sous 4,4 kPa, selon la procédure des essais de perméabilité à charge variable. Le coefficient  $k$  représenté sur la figure 119 a été calculé en utilisant la formule utilisée pour déterminer le coefficient de perméabilité dans les essais de perméabilité à charge variable :

$$k = 2,3 \frac{se}{S} \frac{1}{t_2 - t_1} \lg \frac{H_1}{H_2} \quad (5.1)$$

dans laquelle  $s$  est la section du tube d'alimentation en eau ;  $S$  est la section de l'éprouvette,  $e$  est l'épaisseur de l'éprouvette,  $H_1$  est la hauteur de l'eau dans le tube au temps  $t_1$  et  $H_2$  est la hauteur de l'eau dans le tube au temps  $t_2$ .

Pendant la phase d'hydratation, les vitesses de pénétration de l'eau dans l'éprouvette correspondent au cumul des quantités d'eau adsorbées par les particules dans le cadre du processus de gonflement et des quantités d'eau qui traversent l'éprouvette et qui correspondraient à proprement parler à la perméabilité. La mesure correspond strictement à la perméabilité une fois la saturation de l'argile achevée (ce point est défini sur la courbe de gonflement, représentée sur la même figure 119). Auparavant, elle lui est supérieure.

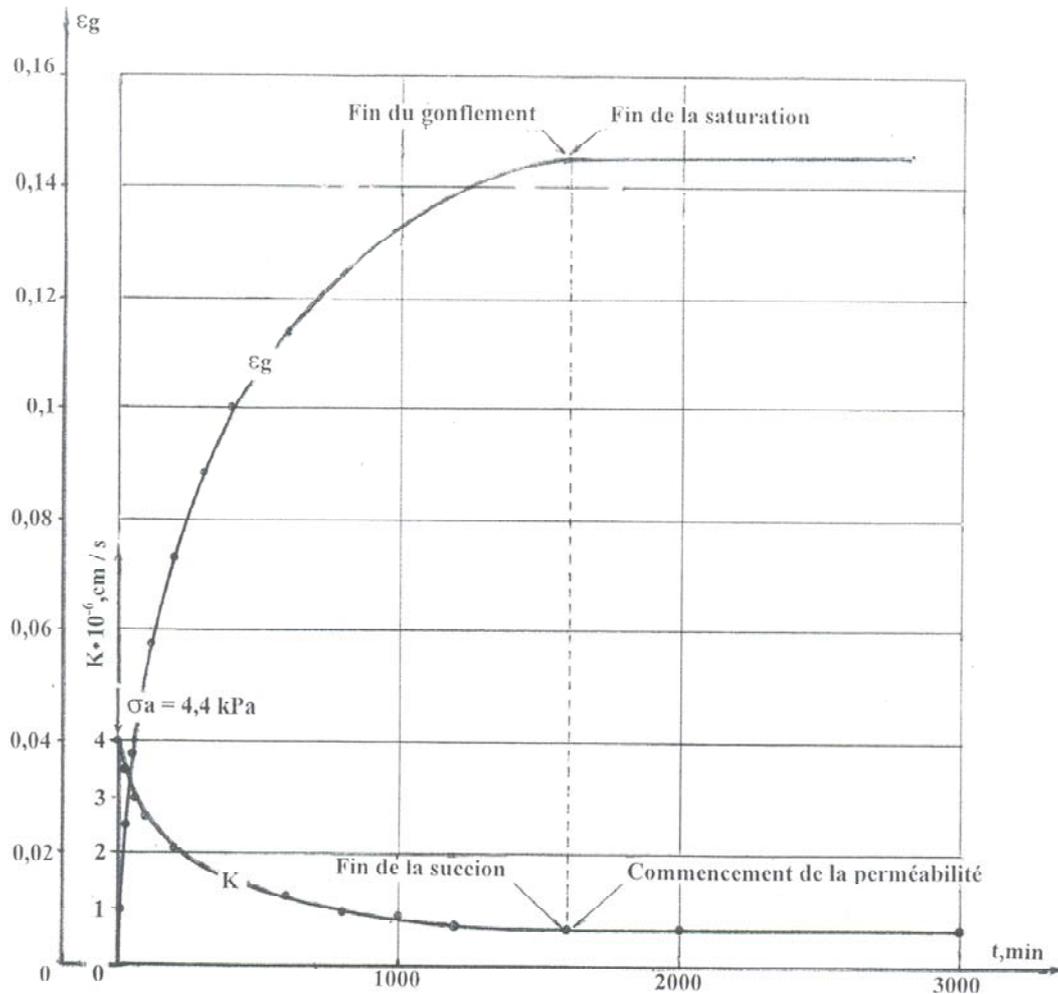


Figure 119. Variations du gonflement et de la vitesse de pénétration de l'eau dans l'éprouvette au cours du temps (humidification sous 4,4 kPa)

La figure 120 montre les résultats d'une série d'essais de chargement par paliers à l'œdomètre visant à caractériser l'évolution de la compressibilité du sol en cours de gonflement. Les essais œdométriques classiques ont été exécutés sur des éprouvettes qui avaient été soumises à humidification pendant une durée déterminée sous la charge la plus faible (4,4 kPa). Six séries de trois essais ont été effectuées, après des durées d'humidification de  $t = 0$  (sol à l'état naturel),  $t = 1h, 2h, 4h, 6h$  et  $20h$  (sol saturé). On observe l'augmentation de la compressibilité du sol au fur et à mesure de la progression de l'humidification. Chaque courbe correspond à la moyenne de trois éprouvettes.

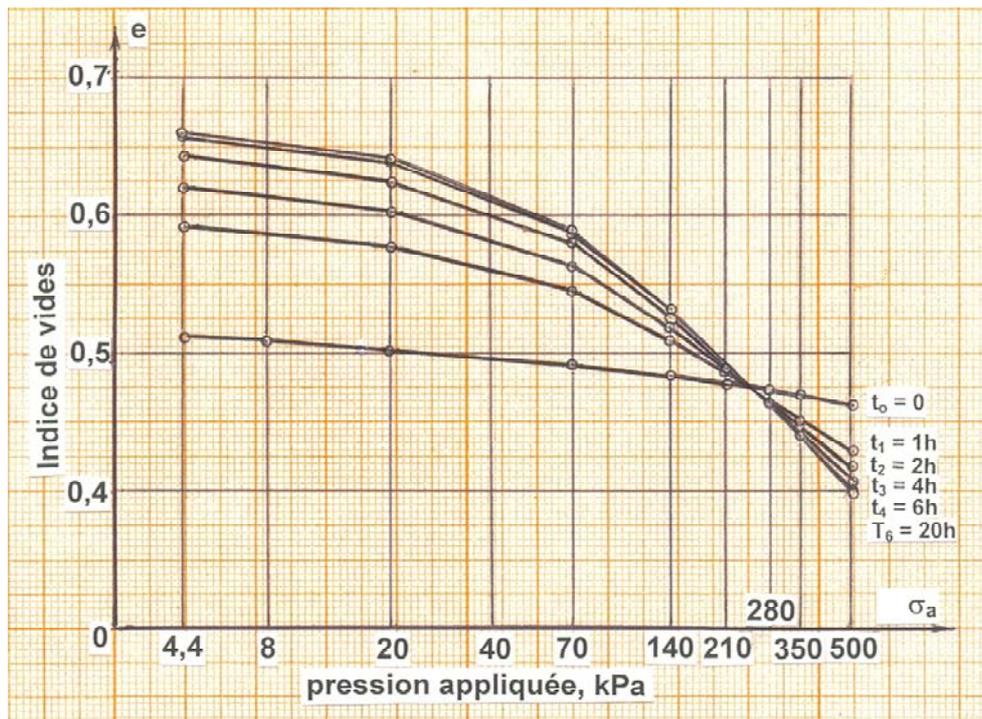


Figure 120. Courbes de compressibilité de séries d'éprouvettes soumises à des essais de chargement par paliers après une période d'humidification de durée variable sous 4,4 kPa

Les essais rapportés sur les figures 121 et 122 correspondent à la procédure de détermination de la pression de gonflement dite à volume fermé. Dans cette procédure, l'éprouvette de sol gonflant est placée dans une cellule rigide fermée par un piston bloqué par un dynamomètre très rigide. L'éprouvette est alimentée en eau et gonfle. La figure 121 montre le développement de la pression de gonflement au cours du temps (deux essais ont été exécutés).

Après stabilisation de l'augmentation de la pression de gonflement, une procédure manuelle de déchargement a été mise en œuvre (descente manuelle régulière du plateau de la presse pour mesurer simultanément l'évolution de la pression dans la cellule et de la déformation de l'éprouvette. Les deux courbes correspondantes sont représentées sur la figure 122. On observe que la pression de gonflement décroît très rapidement lorsque l'éprouvette peut se déformer : une déformation de 0,02 à 0,04 cm (soit 1 à 2% de l'épaisseur de l'éprouvette) suffit à réduire la pression de gonflement à une valeur très faible.

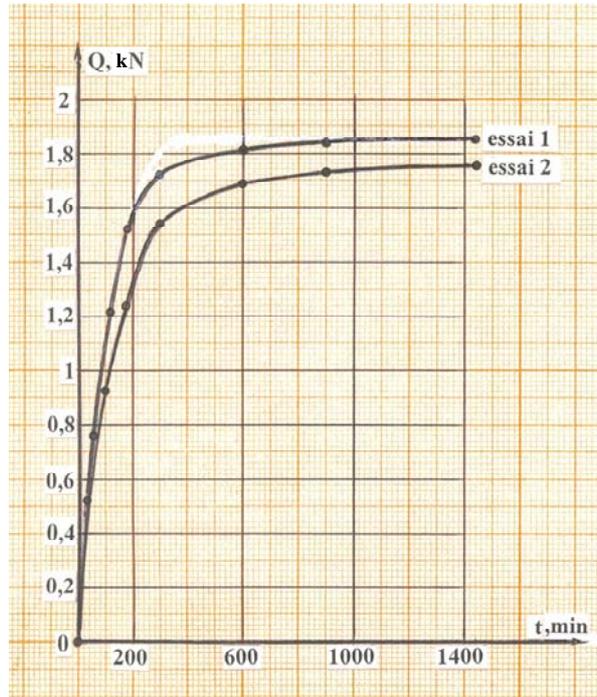


Figure 121. Évolution de la pression de gonflement mesurée par le système dit fermé (force mesurée par un dynamomètre rigide)

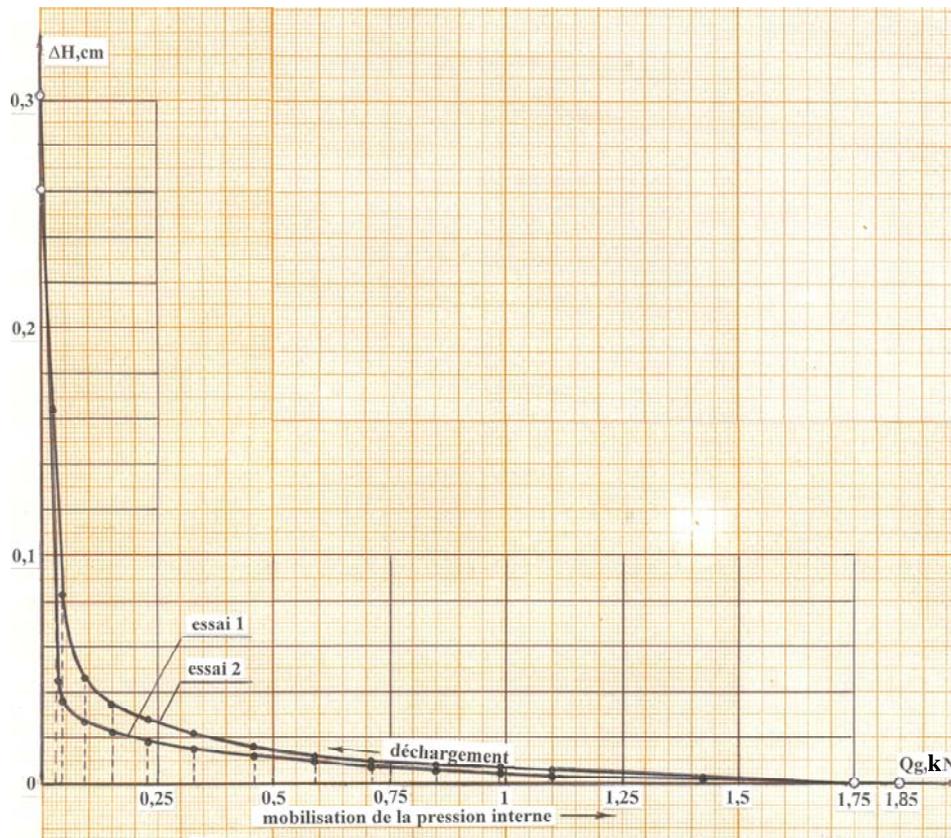


Figure 122. Évolution de la pression de gonflement lors du déchargement des éprouvettes dont le gonflement est représenté sur la figure précédente

La figure 123 présente les résultats d'une série d'essais visant à évaluer l'évolution des paramètres de résistance au cisaillement du sol ( $c$  et  $\varphi$ ) pendant l'humidification. La procédure adoptée consiste à faire gonfler une série d'éprouvettes pendant des durées croissantes, puis à interrompre le processus de gonflement (en interdisant l'arrivée d'eau) et à exécuter des essais à la boîte de cisaillement sur chaque éprouvette en cours d'humidification. On peut ainsi relier la valeur de  $c$  et  $\varphi$  au temps (à la durée) d'humidification écoulée avant l'essai de cisaillement.

Pour pouvoir relier les variations de  $c$  et  $\varphi$  à la progression de l'humidification, le degré de saturation de chaque éprouvette (de la boîte de cisaillement) a été déterminé à la fin du cisaillement. L'échelle des degrés de saturation a été placée sur le même graphique (figure 123).

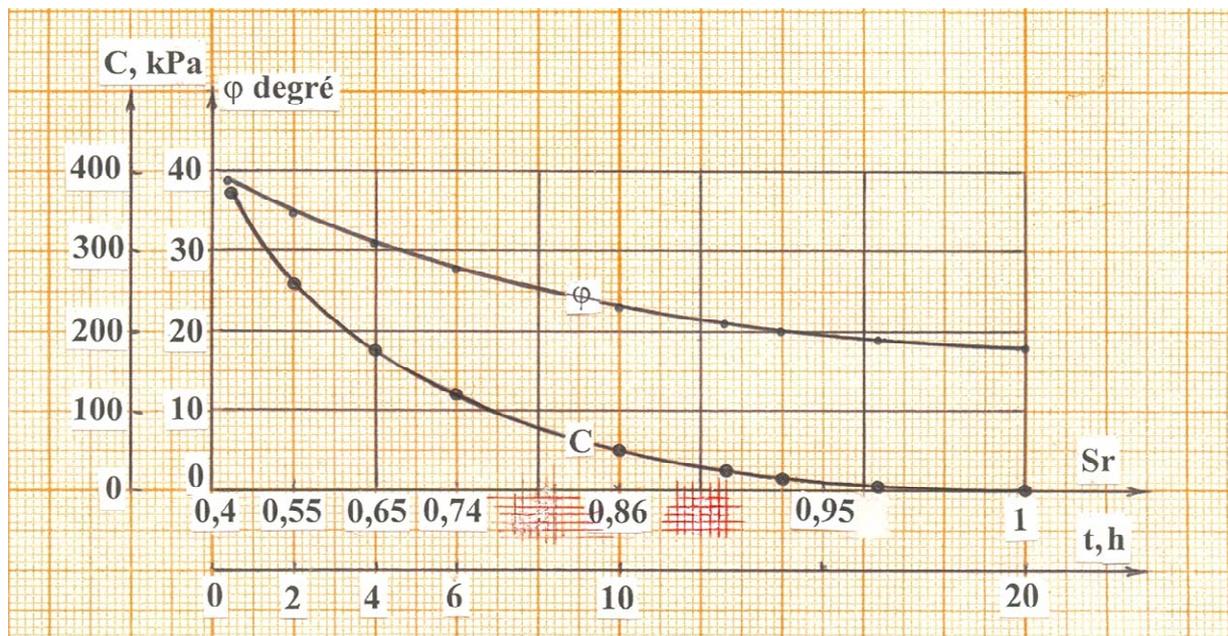


Figure 123. Variations de l'angle de frottement interne et de la cohésion déterminées à partir de neuf essais de cisaillement à la boîte réalisés après différentes durées d'humidification (les degrés de saturation ont été déterminés à la fin de chaque essai de cisaillement)

5.4.3. Groupe 3 : blocs prélevés dans le puits p1 entre 2,3m et 2,6m de profondeur

Essais œdométriques (humidification sous charge et mesures de perméabilité)

Quelques essais ont été réalisés sur des blocs d'argile prélevés à plus grande profondeur dans le puits p1. Leurs résultats sont rassemblés sur les figures 124 et 125.

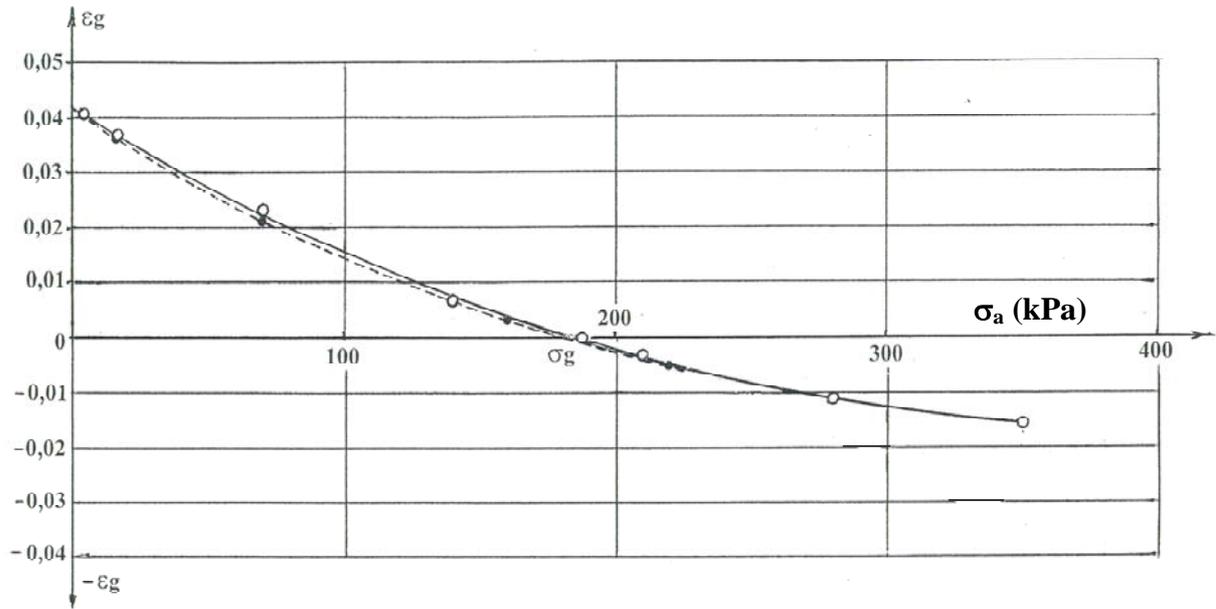


Figure 124. Essais de gonflement en parallèle à l'œdomètre

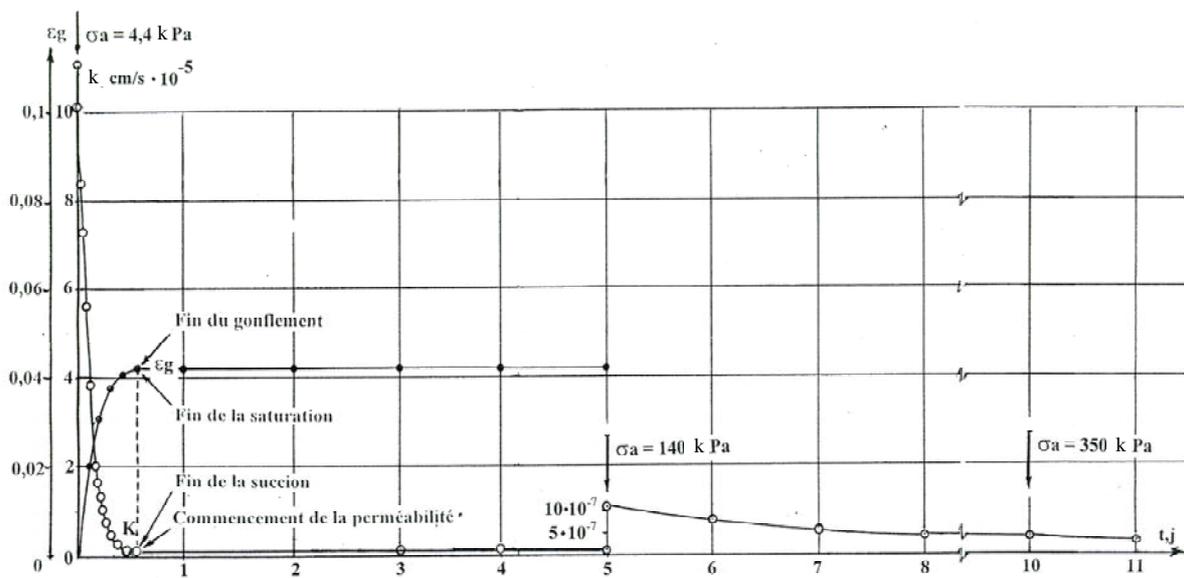


Figure 125. Évolution du gonflement et de la vitesse d'écoulement de l'eau vers l'éprouvette au cours du temps

## 5.5 Analyse du gonflement de l'argile de Ouarzazate

Les résultats des essais exécutés selon la procédure décrite dans la section 5.3.2 sur les sols prélevés à de 1,1 m à 1,3 m de profondeur dans le puits p1 (figure 110) sont représentés en échelle logarithmique sur la figure 126.

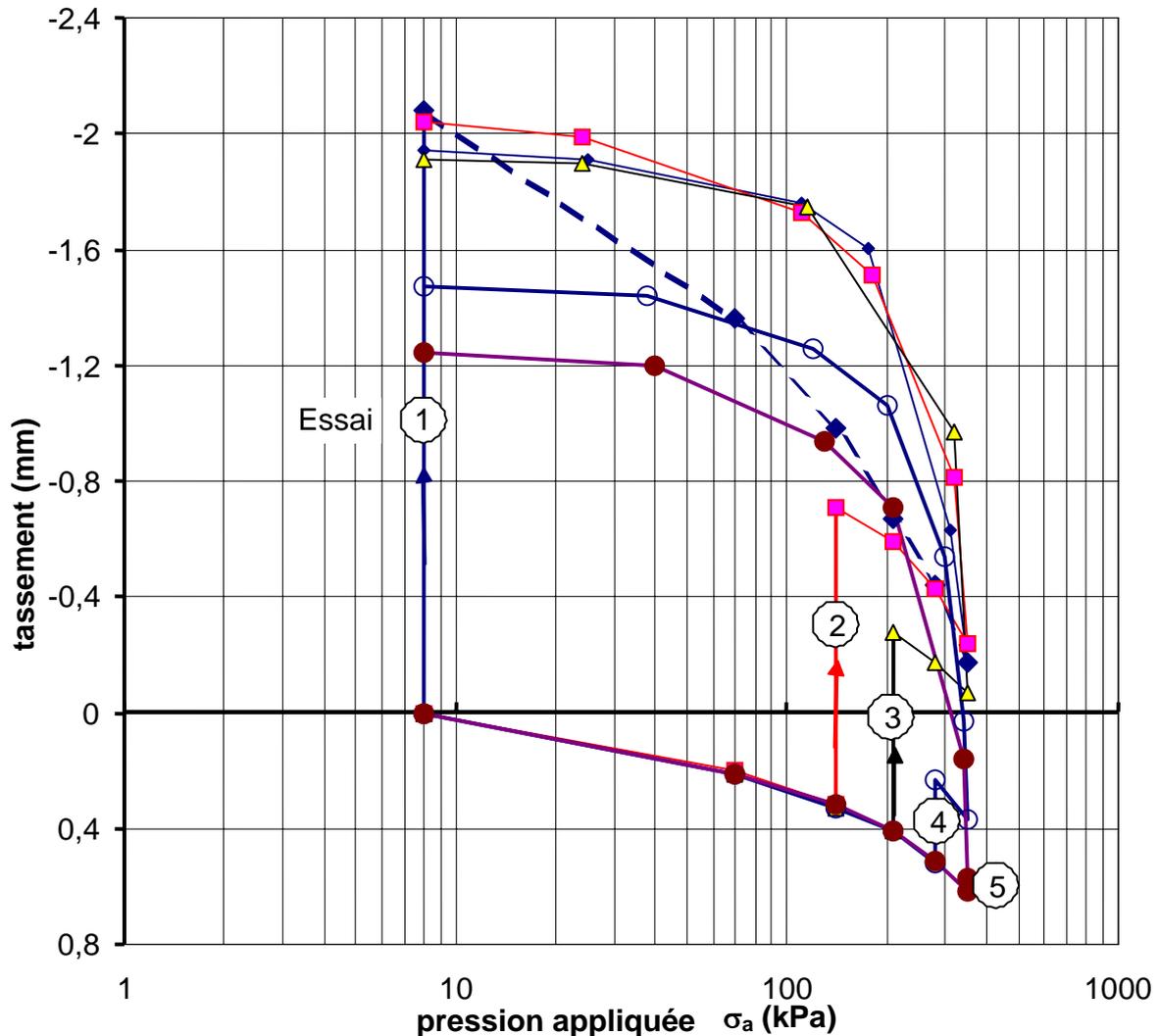


Figure 126. Courbes moyennes de chargement de cinq séries d'éprouvettes à l'œdomètre : chargement initial à l'état naturel, humidification, puis poursuite du chargement jusqu'à 350 kPa (échelle logarithmique)

On voit sur cette figure que, pour  $\sigma_{a1} = 8$  kPa, la valeur du gonflement du sol en fin d'humidification est égale à  $-0,2076$  cm, soit une déformation de gonflement de 10,9%. À la fin du chargement de l'éprouvette de sol humidifié sous 8 kPa (série 1), l'amplitude du gonflement sous la charge finale  $\sigma_{a5}=350$  kPa est réduite à  $-0,016$  cm. On peut extrapoler la courbe de déformation jusqu'à une amplitude de gonflement nulle : elle correspond à une pression de 380 kPa. Le déchargement (en une étape) du sol en fin d'essai conduit à une déformation finale de gonflement de  $-0,178$  cm, ce qui est inférieur (de 14%) au gonflement initial.

Les autres séries d'essais conduisent aux valeurs suivantes des tassements ou gonflements des éprouvettes :

Série d'éprouvettes (pression d'humidification)	Amplitude en fin d'humidification (cm)	Amplitude sous la charge maximale (cm)	Amplitude après déchargement (cm)
Série 1 (8 kPa)	Gonflement : -0,208	Gonflement : -0,017	Gonflement : -0,194
Série 2 (140 kPa)	Gonflement : -0,071	Gonflement : -0,024	Gonflement : -0,204
Série 3 (210 kPa)	Gonflement : -0,024	Gonflement : -0,007	Gonflement : -0,191
Série 4 (280 kPa)	Tassement : +0,023	Tassement : +0,037	Gonflement : -0,147
Série 5 (350 kPa)	Tassement : +0,057	Tassement : +0,062	Gonflement : -0,1245

Le gonflement associé au déchargement final de l'éprouvette de 350 kPa à 8 kPa est à peu près le même dans tous les cas :

Série d'éprouvettes (pression d'humidification)	Amplitude sous la charge maximale (cm)	Amplitude après déchargement (cm)	Gonflement (cm) associé au déchargement de 350 kPa à 8 kPa
Série 1 (8 kPa)	Gonflement : -0,017	Gonflement : -0,194	0,177
Série 2 (140 kPa)	Gonflement : -0,024	Gonflement : -0,204	0,180
Série 3 (210 kPa)	Gonflement : -0,007	Gonflement : -0,191	0,184
Série 4 (280 kPa)	Tassement : +0,037	Gonflement : -0,147	0,184
Série 5 (350 kPa)	Tassement : +0,062	Gonflement : -0,1245	0,186

Les résultats présentés sur la figure 126 ont été utilisés pour construire la courbe de variation de la déformation relative du gonflement du sol ( $\varepsilon_g = \Delta h_g/h_o$ ) lors de l'humidification en fonction de la charge  $\sigma_a$  appliquée à l'éprouvette (Figure 127, reproduisant la figure 113).

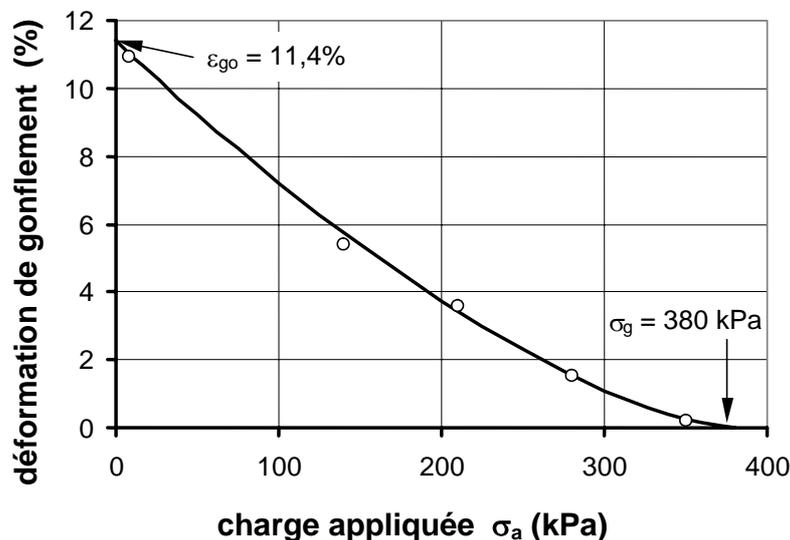


Figure 127. Gonflement des éprouvettes en fonction de la charge appliquée

Les courbes des figures 126 et 127 montrent que l'augmentation de la pression appliquée au sol fait diminuer le gonflement du sol et l'annule pour une valeur de la pression appliquée de 380 kPa, que nous considérerons comme la pression de gonflement  $\sigma_g$ .

Les points expérimentaux peuvent être approximés par l'expression (5.2), qui décrit correctement le gonflement du sol en fonction de la charge appliquée (Ejjaouani et al., 2003b) :

$$\varepsilon_g(\sigma_a) = \varepsilon_{go} \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)^n = 0,114 \left(1 - \frac{\sigma_a}{380}\right)^{1,5} \quad (5.2)$$

L'évolution au cours du temps du gonflement  $\Delta h_g$  des éprouvettes lors de l'humidification est représentée sur la figure 128 (identique à la figure 111). Les données expérimentales peuvent être approximées par l'expression (5.3), qui tient compte de l'expression (5.2) :

$$\Delta h_g(\sigma_a, t) = \Delta h_{go} \left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)^n \left(\frac{t}{t_f}\right)^{m_t} \quad (5.3)$$

où  $\Delta h_{go} = \varepsilon_{go}h$ ,  $h$  est l'épaisseur initiale de l'éprouvette,  $t$  est le temps écoulé depuis le début de l'humidification,  $t_f$  est le temps nécessaire pour la stabilisation de la déformation de gonflement et  $m_t$  est un paramètre variable en fonction de  $t/t_f$ , dont les variations sont représentées sur la figure 129.

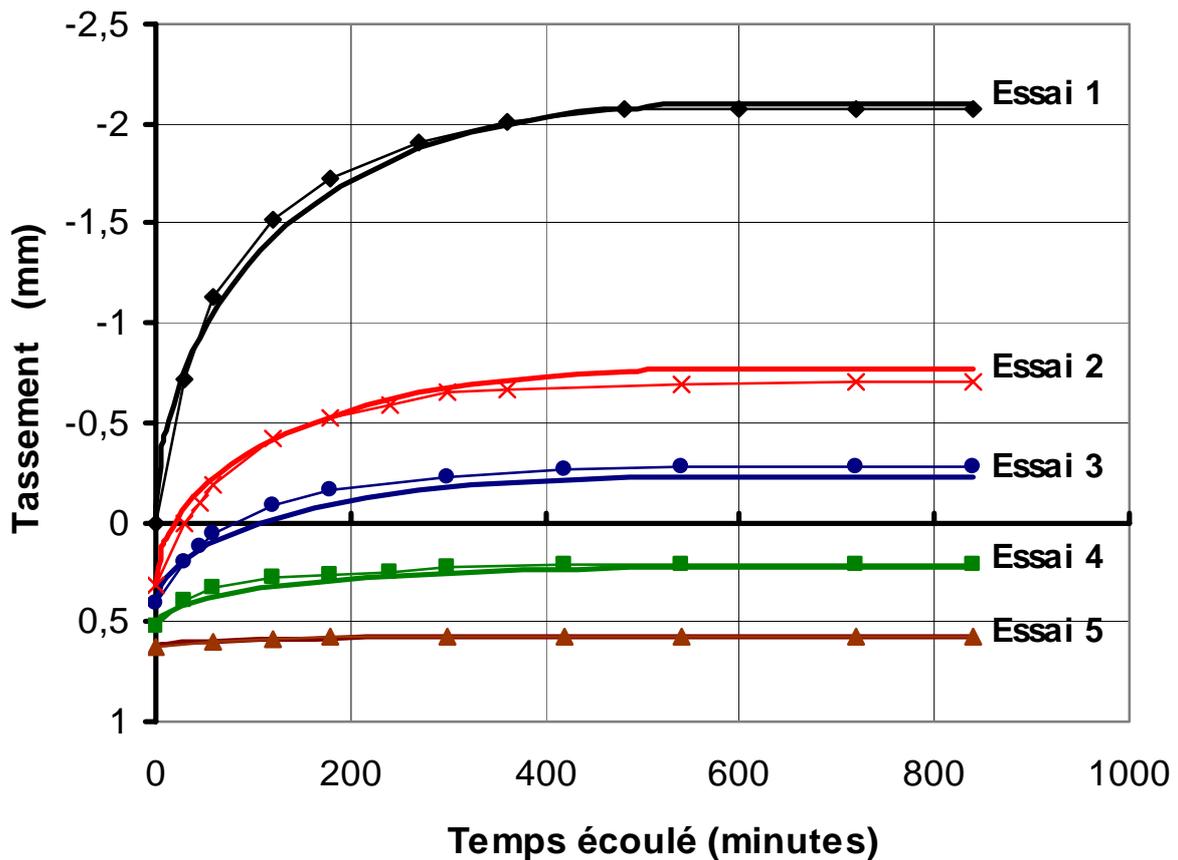


Figure 128. Gonflement au cours du temps sous les cinq charges étudiées

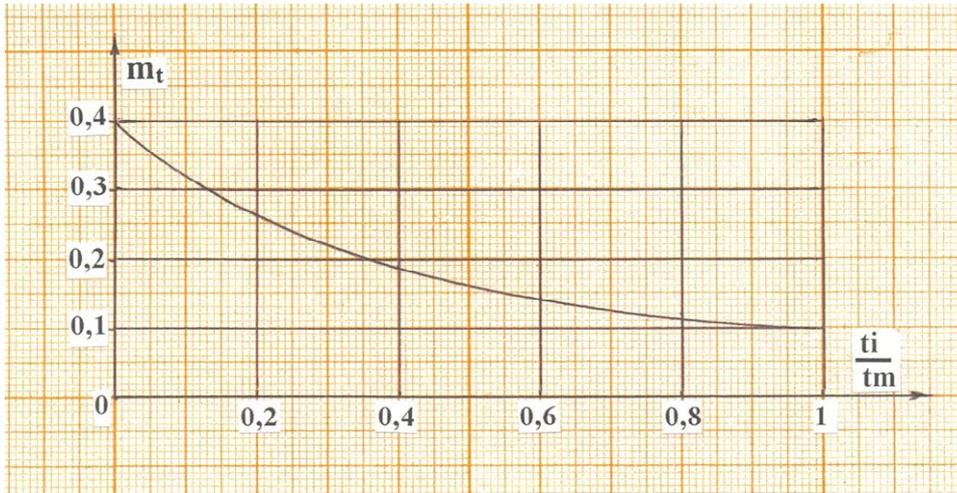


Figure 129. Variations du paramètre  $m_t$  de l'équation (5.2) en fonction du temps relatif  $t/t_f$

La figure 130 compare la fonction  $f(t/t_f)$  utilisée pour décrire l'évolution au cours du temps du gonflement

$$f\left(\frac{t}{t_f}\right) = \left(\frac{t}{t_f}\right)^{m_t} \quad (5.4)$$

au degré de consolidation unidimensionnelle de la théorie de la consolidation de Terzaghi, dans laquelle on admet que le temps final correspond à  $T_v = 2$ .

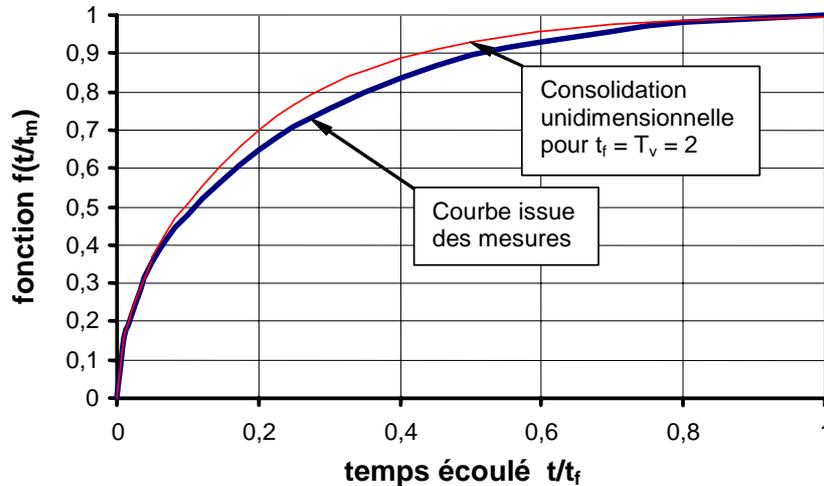


Figure 130. Fonction d'évolution du gonflement au cours du temps (la courbe d'évolution du degré de consolidation de la consolidation unidimensionnelle est donnée pour comparaison, avec  $t_m = T_v=2$ )

On voit sur la figure 128 que toutes les courbes représentant l'évolution de l'amplitude du gonflement en fonction du temps tendent vers une asymptote et que la croissance de la déformation s'arrête au bout de 520 minutes (après le début de l'humidification). Les déformations de gonflement sont plus rapides au début de l'humidification. Au cours de 120 premières minutes, c'est-à-dire 23% du temps total, le gonflement du sol atteint de 70 à 75% de sa valeur finale.

La diminution de la vitesse de gonflement au fur et à mesure de la saturation du sol est liée à celle de l'infiltration de l'eau dans le sol. Cette vitesse dépend du remplissage progressif des pores du sol par l'eau. De plus, à mesure de l'augmentation de la teneur en eau du sol, se produit un gonflement des particules colloïdales, la rupture des liaisons structurales et d'autres phénomènes qui conduisent à la diminution du volume des pores.

Les courbes représentées sur la figure 128 ont permis de calculer la vitesse de gonflement du sol en fonction de la charge  $\sigma_a$  appliquée à l'éprouvette et de la durée  $t$  de l'humidification (Tableau 10). Cette vitesse a été calculée par la formule :

$$v(t_i) = \frac{\Delta h_g(t_i) - \Delta h_g(t_{i-1})}{t_i - t_{i-1}} \quad (5.5)$$

Par exemple, les vitesses à 30 minutes du tableau 10 ont été calculées entre  $t = 0$  et  $t = 30$  min.

Tableau 10. Vitesse de gonflement de l'argile d'Ouarzazate en laboratoire (valeurs en m/jour)

Temps (min)	Charge appliquée $\sigma_a$ (kPa)				
	8	140	210	280	350
30	0,04	0,019	0,0096	0,0053	0,00048
60	0,0175	0,0077	0,0058	0,0019	0,00036
120	0,0078	0,0053	0,00336	0,0012	0,00024
240	0,00426	0,00216	0,00144	0,00084	0,00018
360	0,00324	0,0011	0,00048	0,00024	0,00012
480	0,0006	0,00084	0,00012	0,0001	0,00008

On voit dans le tableau 10 que la vitesse de gonflement du sol diminue quand la durée de l'humidification augmente, c'est-à-dire à mesure du remplissage des pores du sol par l'eau, et aussi quand la charge appliquée augmente.

Les séries d'essais réalisées sur les sols prélevés dans le puits p1, qui ont été analysées ci-dessus, ont été répétées sur des éprouvettes de sols prélevé dans le puits p2, à la même profondeur de 1,1-1,3 m. Ces sols contiennent un pourcentage plus élevé de particules fines ( $C_{80\mu m} = 97\%$  au lieu de 93%). Le nombre d'étapes de chargement a été augmenté (neuf niveaux de chargement :  $\sigma_{a1} = 4,4$  kPa,  $\sigma_{a2} = 70$  kPa,  $\sigma_{a3} = 140$  kPa,  $\sigma_{a4} = 210$  kPa,  $\sigma_{a5} = 280$  kPa,  $\sigma_{a6} = 350$  kPa,  $\sigma_{a7} = 400$  kPa,  $\sigma_{a8} = 450$  kPa et  $\sigma_{a9} = 500$  kPa).

Les résultats de ces essais sont représentés sur la figure 131, qui reproduit la figure 114 avec une échelle logarithmique des contraintes.

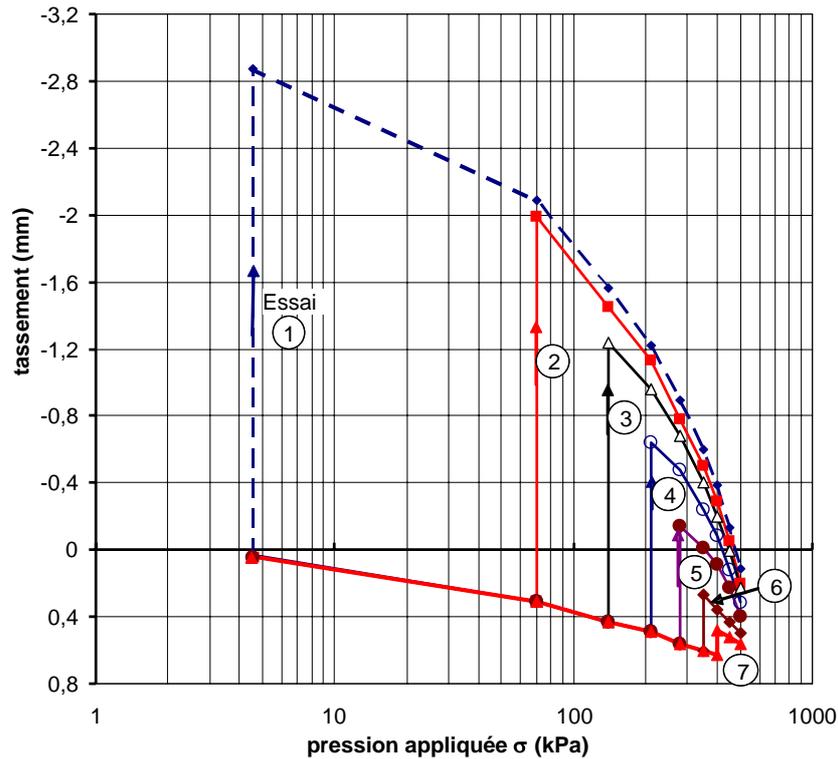


Figure 131. Courbes moyennes de chargement de sept séries d'éprouvettes à l'œdomètre : chargement initial à l'état naturel, humidification, puis poursuite du chargement jusqu'à 350 kPa (échelle logarithmique) (puits p2, 1, 1-1,3 m)

Les résultats de cette série d'essais sont globalement semblables à ceux de la première série, à l'exception de l'amplitude du gonflement, qui est de 1,3 à 1,4 fois plus grande que dans le premier cas. Cette différence peut être expliquée par le pourcentage plus élevé de particules fines dans le second groupe d'éprouvettes. La pression de gonflement est également plus élevée dans la seconde série d'essais (480 kPa au lieu de 380 kPa, c'est-à-dire 1,26 fois plus) (figure 132).

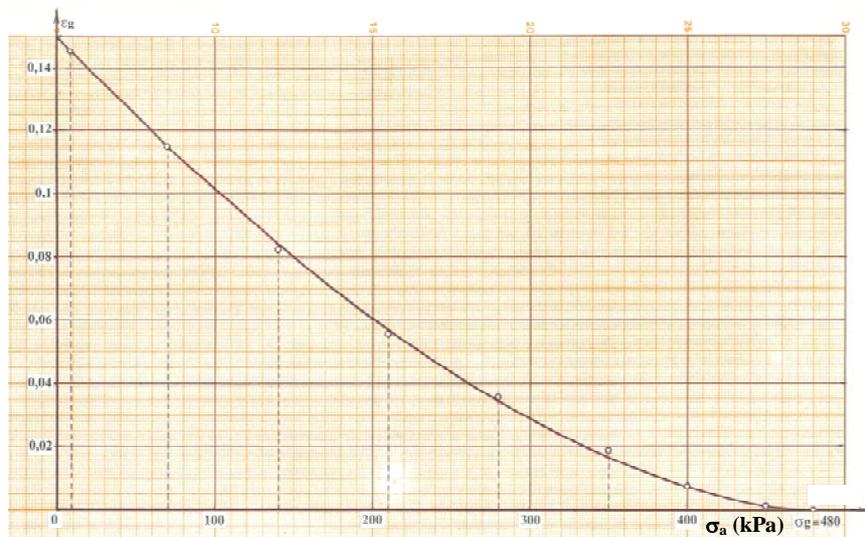


Figure 132. Courbe de gonflement sous charge et pression de gonflement (2<sup>ème</sup> groupe d'essais)

Les éprouvettes de ce second groupe d'essais ont été déchargées par paliers en fin d'essai. Les courbes de déchargement sont présentées sur la figure 133.

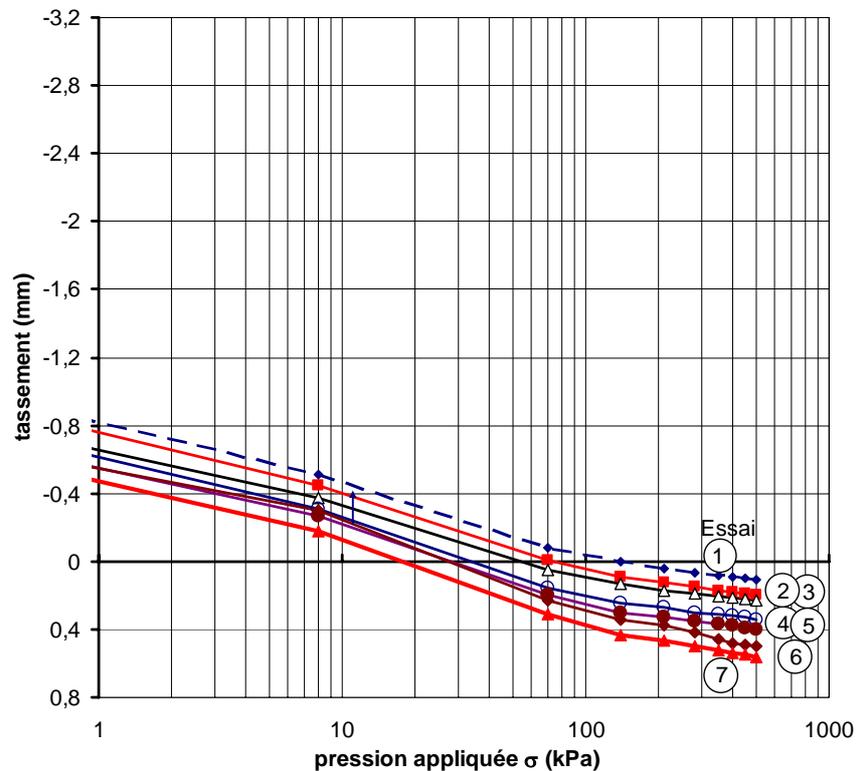


Figure 133 Courbes de déchargement par paliers des éprouvettes du deuxième groupe d'essais (puits p2, 1,1-1,3 m)

Les déformations de gonflement des éprouvettes de cette deuxième série d'essais lors du déchargement varient de 0,075 cm à 0,116 cm. Elles sont sensiblement plus faibles (de 42 à 64%) que celles de la première série d'essais (0,18 cm en moyenne), où le déchargement avait été effectué en une seule fois.

On peut en déduire que la vitesse de déchargement du sol exerce une influence sur l'amplitude des déformations de déchargement du sol après le chargement œdométrique.

La figure 134 montre les résultats d'essais réalisés sur des éprouvettes de sol prélevées dans le puits p1, à une profondeur plus élevée (2,3 – 2,6 m). Dans cette couche, la teneur en particules fines n'est que de  $C_{80\mu m} = 81\%$ , c'est-à-dire plus faible que dans les deux autres cas. Il est normal pour cette raison que les paramètres de gonflement soient plus faibles : déformation de gonflement libre  $\varepsilon_{go} = 0,042$  et pression de gonflement de  $\sigma_g = 188$  kPa. Le pourcentage de particules argileuses  $C_{2\mu m} = 16\%$  est toutefois plus grand que dans les deux cas précédents ( $C_{2\mu m} = 10\%$ ) mais ces particules argileuses sont peu actives dans ce sol.

Nous partageons par conséquent l'opinion de Chen (1975) selon lequel l'évaluation du caractère expansif (gonflant) d'un sol argileux en cas d'humidification ne doit pas être faite seulement d'après ses particules argileuses, mais d'après l'ensemble de sa fraction fine.

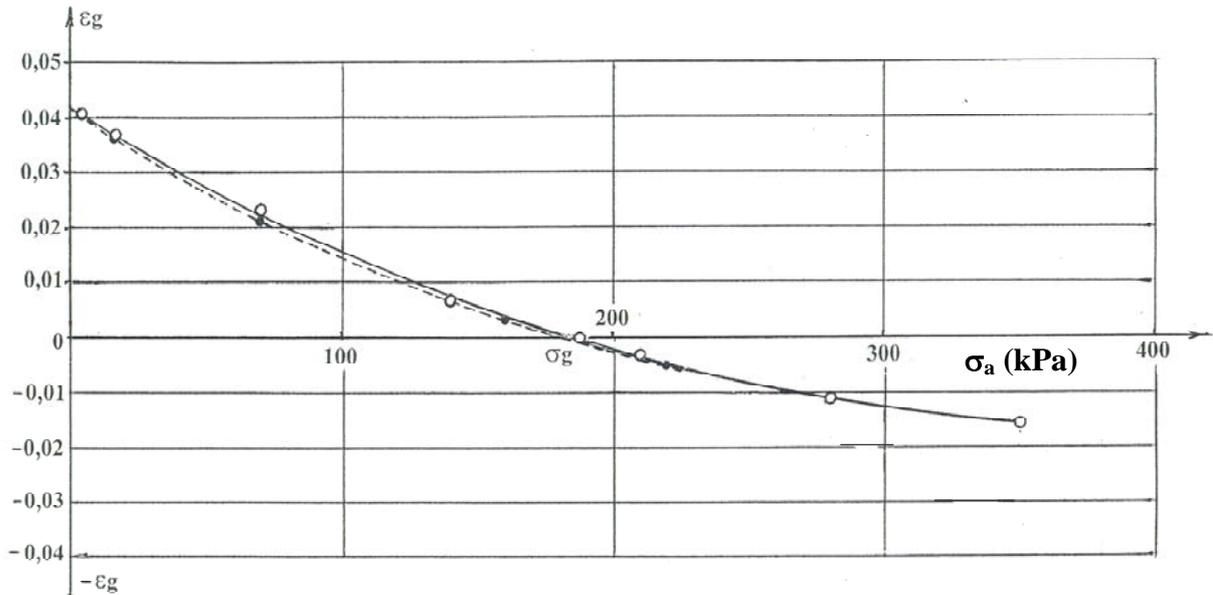


Figure 134. Courbes de gonflement sous charge (puits p1, profondeur de 2,3 à 2,6m)

## 5.6 Le gonflement du sol et ses liaisons structurelles

Dans la section précédente nous avons montré que l'amplitude des déformations de compression et l'amplitude des déformations de déchargement dépendent de la vitesse de chargement et de la vitesse de déchargement des éprouvettes mais aussi de leur capacité naturelle à perdre et restaurer les liaisons structurelles, notamment les liaisons dues aux mécanismes d'adsorption, entre les particules au cours du temps.

De façon générale, les phénomènes d'adsorption peuvent être totalement réversibles en cas de pénétration libre de l'eau dans le sol si de nouvelles liaisons ne sont pas développées dans le sol pendant la période d'application de la charge. Des déformations comparables peuvent se développer aussi à l'intérieur du réseau cristallin du minéral lors de l'enlèvement de la charge, si l'eau pénètre de nouveau à l'intérieur du réseau cristallin et provoque un gonflement intra-cristallin.

Les propriétés mécaniques des sols (résistance, compressibilité, gonflement) sont pour l'essentiel déterminées par le caractère des liaisons structurelles entre les particules élémentaires et leurs agrégats.

L'amplitude des déformations de déchargement des sols peuvent différer sensiblement d'un sol à l'autre, en fonction de la vitesse de chargement et de la vitesse de déchargement de l'éprouvette, mais aussi de la capacité du sol à restaurer ses liaisons structurelles, y compris colloïdales, au cours du temps.

Les résultats d'essais de chargement œdométrique des sols, après leur gonflement libre à l'œdomètre, avec déchargement final par paliers et stabilisation des déformations sous chaque palier de charge sont présentés sur les figures 135 à 137.

On voit sur ces courbes que, lorsque le déchargement est lent, le sol ne rétablit pas totalement son indice des vides initial (après saturation) et que la déformation de gonflement (déchargement) représente seulement 35% de la déformation produite par le chargement par paliers.

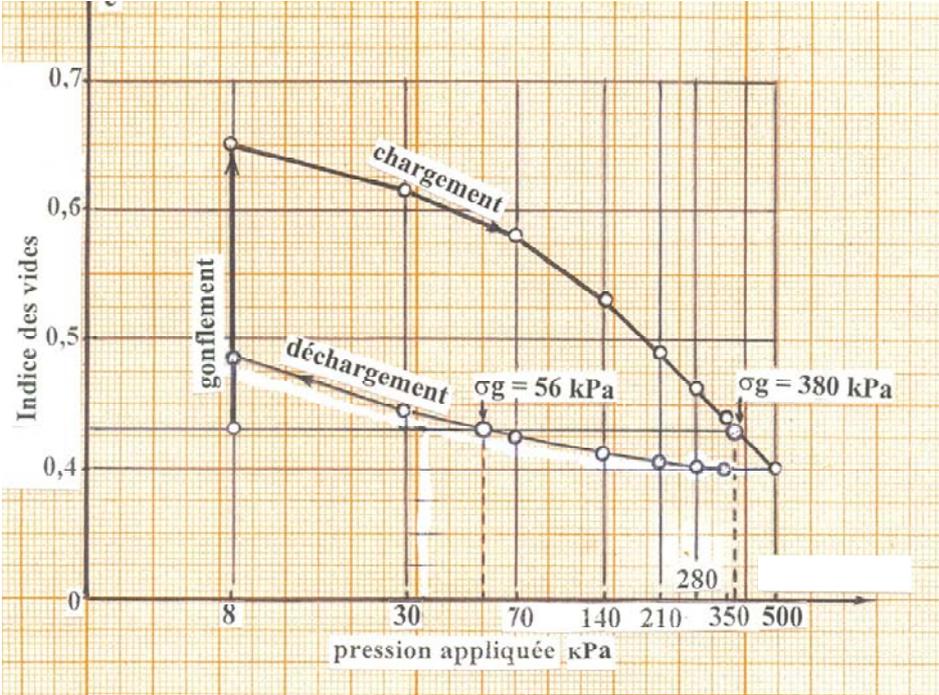


Figure 135. Courbe de compressibilité de la première série d'éprouvettes après humidification sous une charge de 8 kPa (puits p1)

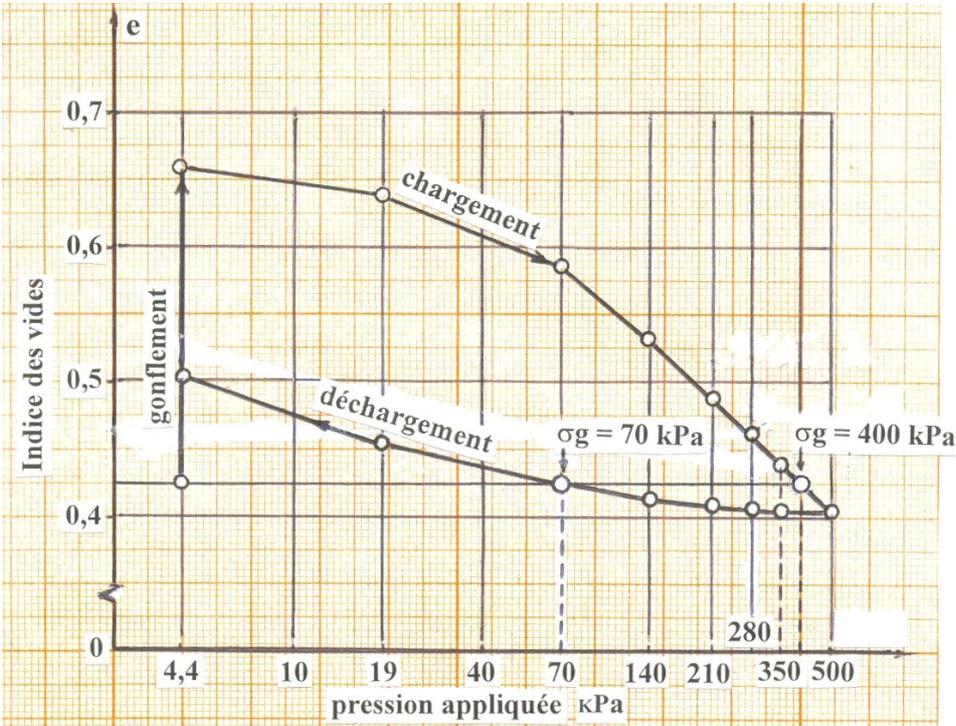


Figure 136. Courbe de compressibilité de la deuxième série d'éprouvettes après humidification sous une charge de 4,4 kPa (puits p2)

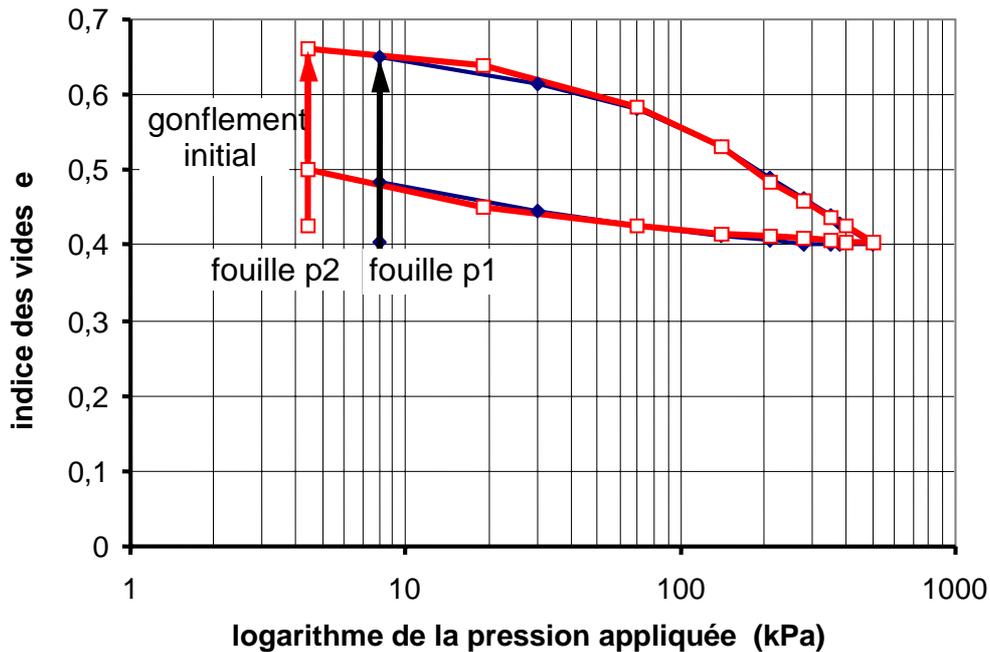


Figure 137. Comparaison des courbes de compressibilité des figures 135 et 136

Pour vérifier les résultats obtenus et les conclusions tirées de ces essais, on a réalisés des essais de gonflement à l'œdomètre en interdisant toute déformation du sol dans les trois directions. Pour cela, les déformations verticales du piston de l'œdomètre étaient bloquées par un dynamomètre qui d'un côté s'appuyait sur le piston et de l'autre côté était fixé à un cadre rigide. Les variations au cours du temps des forces qui se développent dans l'éprouvette de sol étaient mesurées par le dynamomètre et sont représentées sur la figure 138.

Dans les essais réalisés, les forces de gonflement interne valaient  $Q_1 = 1,75$  kN et  $Q_2 = 1,85$  kN, ce qui correspond à des pressions de gonflement de  $\sigma_{g1} = 450$  kPa et  $\sigma_{g2} = 480$  kPa. La durée de mobilisation de la pression de gonflement était de 1400 minutes.

Dans les essais de gonflement libre réalisés auparavant (figure 128), la déformation de gonflement se développait en même temps que la pression de gonflement et on a mesuré un gonflement de  $\Delta h_{g0} = 2,076$  mm. Dans le cas présent, le gonflement a commencé une fois atteinte la valeur maximale de la pression de gonflement, qui a permis d'atteindre des vitesses de gonflement plus élevées et a détruit de façon plus complète les liaisons structurales.

Nous avons pour cette raison obtenu des amplitudes de gonflement bien plus élevées et égales à  $\Delta h_{g1} = 3,2$  mm et  $\Delta h_{g2} = 2,62$  mm pour le même sol (figure 139).

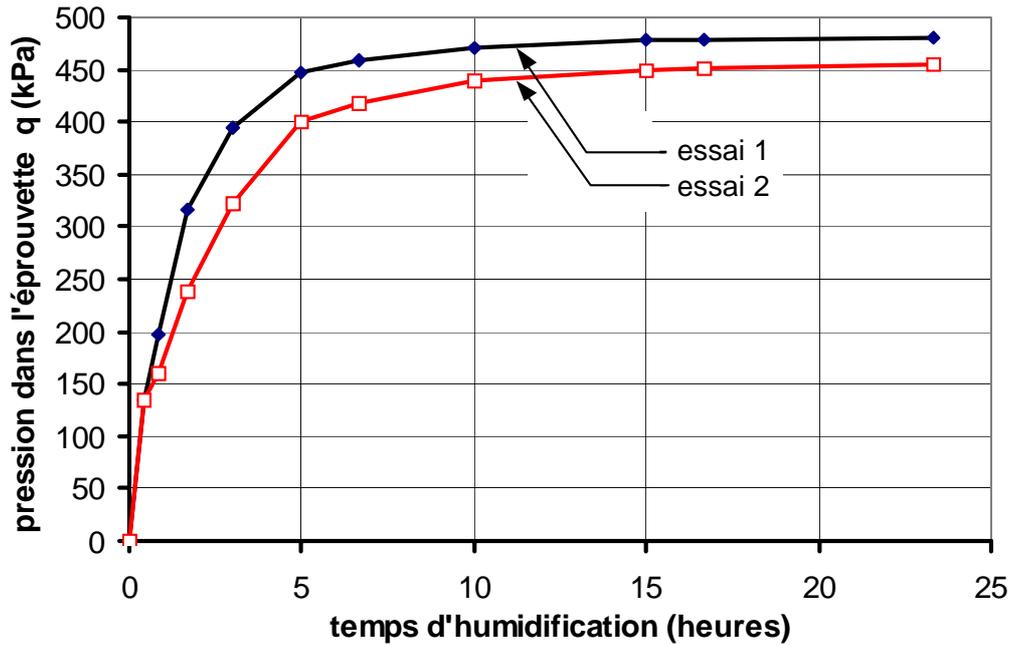


Figure 138. Évolution de la pression de gonflement mesurée par le système dit fermé (force mesurée par un dynamomètre rigide)

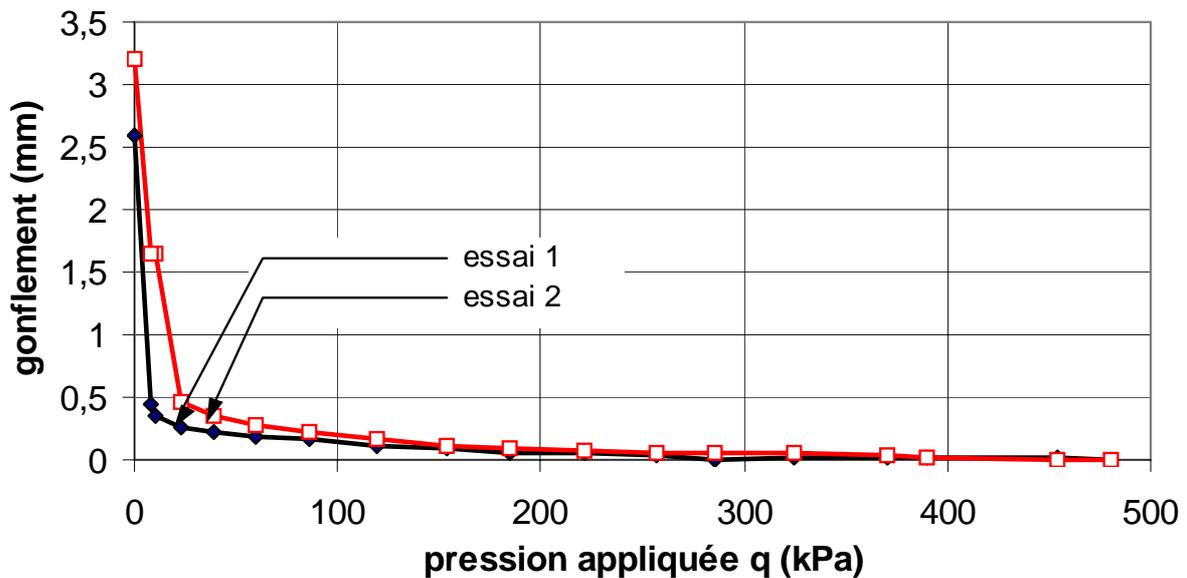


Figure 139. Évolution de la pression de gonflement lors du déchargement des éprouvettes dont le gonflement est représenté sur la figure 138

L'amplitude du gonflement du sol dépend du degré de détérioration des liaisons structurales du sol. On rattache aux liaisons structurales les forces suivantes :

- les forces d'attraction moléculaire (forces de Van der Waals)
- les forces capillaires qui peuvent de diminuer le volume du sol par l'effet de compression du sol par la pression capillaire, ce qui se produit dans les sols argileux en cas de remplissage incomplet des pores par l'eau, quand l'eau adsorbée par le sol est rassemblée pour l'essentiel dans les pores capillaires ;

- les forces colloïdales, qui apparaissent par suite de l'interaction des cations et des dipôles d'eau avec la surface des particules de sol et qui sont orientées pour l'essentiel les unes par rapport aux autres et par rapport aux particules voisines. Ces forces forment des liaisons colloïdales. Les liaisons colloïdales sont par nature plastiques. En cas de déformation lente, elles peuvent se déformer lentement sans rupture. L'application ou l'enlèvement rapide de la charge détruit l'orientation des cations et des dipôles d'eau et provoque la rupture des liaisons colloïdales. Lorsque l'on enlève la charge appliquée au sol, les forces d'interaction entre les particules, les cations et les dipôles d'eau peuvent commencer à restaurer l'ordre détruit des positions respectives des particules et par suite, les liaisons colloïdales peuvent se reformer ;
- les liaisons de cristallisation formées par la précipitation progressive de différents sels dans les pores du sol (carbonate de calcium, gypse et autres). Ces liaisons sont rigides. En cas de déformation du sol, elles sont détruites de façon irréversible.

En cas de gonflement libre du sol, les forces capillaires négatives du sol empêchent le gonflement jusqu'à ce que la pression hydrostatique de la colonne de sol équilibre la pression capillaire.

Les liaisons de cristallisation, notamment celles qui sont solubles dans l'eau, se rompent sous l'effet de l'eau et de la pression de gonflement et cessent aussi de s'opposer au processus de gonflement.

Il ne reste que les liaisons intermoléculaires et colloïdales qui, en cas de pénétration rapide et libre d'eau dans le sol ne sont pas en état de s'opposer au processus de formation d'une double-couche diffuse, qui écarte les particules et provoque le gonflement du sol.

Ainsi, en cas de gonflement libre nous obtenons la valeur maximale du gonflement du sol. Dans le cas du chargement statique par paliers d'une éprouvette de sol saturé, avec stabilisation des déformations sous chaque charge, le système « charge-sol » possèdera à chaque nouveau palier une énergie potentielle excédentaire d'interaction des particules du sol. Cette énergie potentielle fait évoluer le système vers un nouvel état d'équilibre dans lequel les liaisons intermoléculaires et colloïdales sont plus fortes. À cause du rapprochement des particules, une partie de l'eau des enveloppes diffuses se transforme en eau libre. Simultanément peut se produire le processus de fragmentation des particules avec formation de nouveaux éléments structuraux, avec des énergies superficielles supplémentaires et de nouvelles liaisons. En cas de déchargement lent du sol, avec stabilisation des déformations de gonflement sous chaque charge, les liaisons intermoléculaires et colloïdales renforcées et la charge appliquée à l'éprouvette s'opposent au gonflement du sol. Pour cette raison, la restauration des doubles couches diffuses se produit partiellement, ce qui se reflète dans l'amplitude du gonflement du sol. L'effet résistant des liaisons structurelles et des charges sur le développement du gonflement du sol conduit à des valeurs différentes des pressions de gonflement du sol en cas de chargement et de déchargement (figures 132 et 133) (Ben Bouziane et al., 2003).

Il existe en règle générale des charges électriques négatives sur la surface des particules argileuses, qui sont dues à l'existence de valences non saturées libres dans la couche superficielle d'ions qui constituent le réseau cristallin des particules minérales. Au contact direct de la surface des particules, les dipôles d'eau sont disposés de façon si dense que l'eau acquiert des propriétés semblables à celles d'un corps solide. La formation de cette couche d'eau fortement liée s'accompagne d'une production sensible de chaleur, ce qui indique la grande force des liens entre les molécules d'eau et la surface des particules (Berezantsev et al., 1961).

Les ions de la seconde couche (appelée couche diffuse) sont maintenus de façon moins forte par l'énergie superficielle des particules et possèdent une certaine mobilité.

## 5.7 Succion et écoulement de l'eau dans les sols argileux

Dans le cas général, comme le note Mustafaev (1989), le processus de gonflement qui se produit lors de l'humidification des sols combine deux processus non stationnaires simultanés :

- le premier processus est caractérisé par l'absorption d'eau dans les pores du sol et la modification des contraintes dans le squelette, selon la théorie capillaire de Terzaghi. Dans ce processus, le début et la fin du gonflement coïncident pratiquement avec le début et la fin de l'infiltration de l'eau dans le sol. L'amplitude du gonflement du sol dû à l'écartement des particules d'argile provoqué par l'augmentation de l'épaisseur des enveloppes hydratées est directement liée au volume d'eau qui participe à ce processus ;
- le second processus correspond à la pénétration de l'eau à l'intérieur des agrégats argileux.

Les résultats d'essais réalisés à l'œdomètre-perméamètre sont présentés dans ce qui suit. La figure 140 montre les variations simultanées du gonflement du sol  $\varepsilon_g$  pour  $\sigma_a = 4,4$  kPa (poids du système de chargement de l'œdomètre) et d'un coefficient noté  $k$  qui représente initialement le coefficient d'infiltration de l'eau dans le sol et dans la partie finale de la courbe (après le point noté « fin du gonflement – fin de la saturation ») le coefficient de perméabilité du sol saturé. Comme déjà indiqué dans la section 5.4, ce coefficient est toujours calculé de la même façon, comme un coefficient de perméabilité dans un essai de perméabilité à charge variable.

La valeur de  $k$  pendant la phase de saturation de l'essai décroît continûment entre une valeur initiale de  $4.10^{-6}$  cm/s et une valeur finale de  $6.10^{-7}$  cm/s, à la fin de la saturation de l'éprouvette. Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol laisse alors la place à un processus de filtration de l'eau dans le sol saturé.

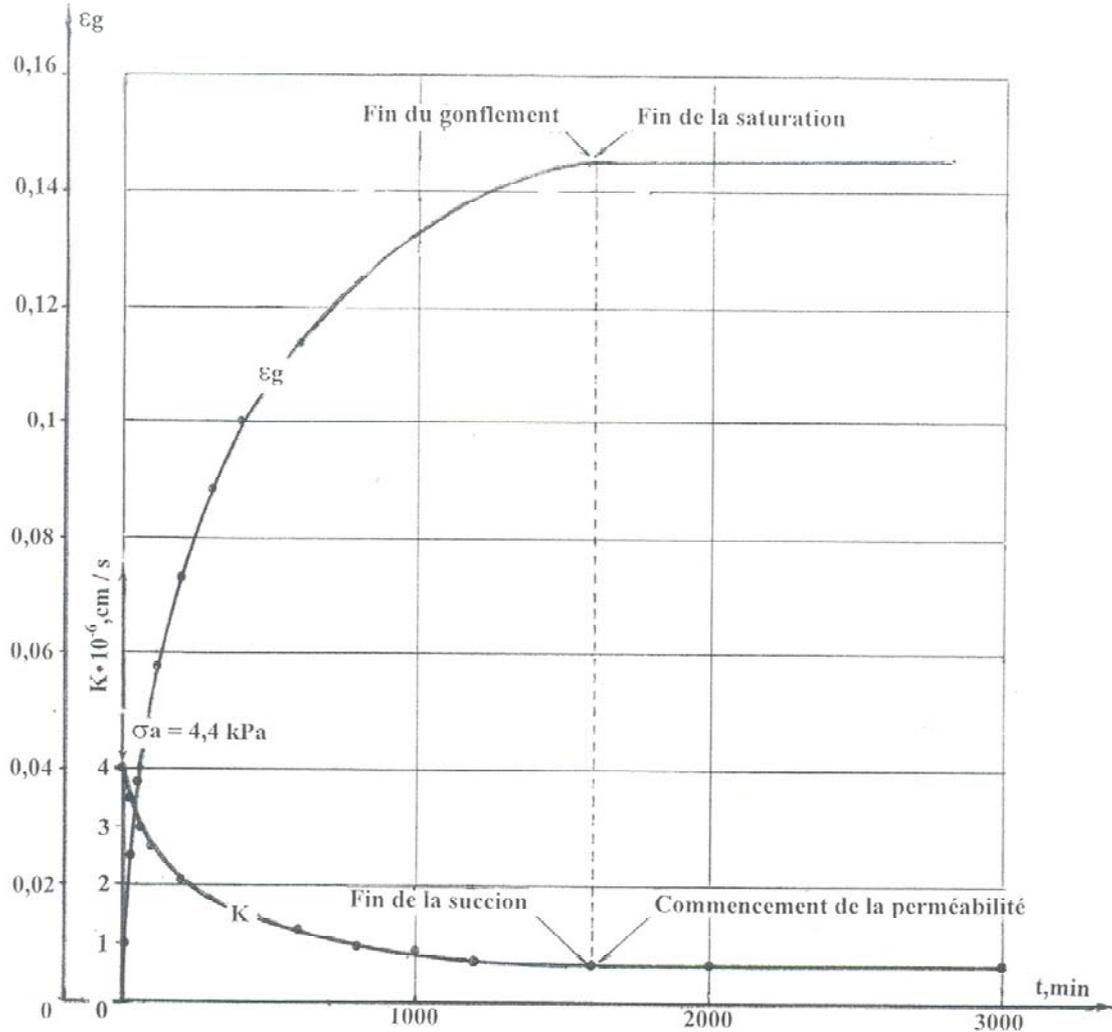


Figure 140 Variations du gonflement et de la vitesse de pénétration de l'eau dans l'éprouvette au cours du temps (humidification sous 4,4 kPa)

La courbe de gonflement du sol évolue de façon semblable, avec une augmentation plus rapide au début de l'humidification et une évolution asymptotique vers la valeur finale, qui correspond à la fin du processus d'adsorption de l'eau autour des particules minérales du sol. La fin du gonflement correspond à la fin de la période de saturation du sol. La durée du gonflement et de l'infiltration d'eau dans le sol non saturé est égale à 1600 minutes.

La figure 141 présente les variations du coefficient de perméabilité du sol en fonction de la charge appliquée  $\sigma_a$  et de la durée d'humidification.

On note sur cette figure que le coefficient de perméabilité de ce sol, prélevé dans le puits p2 à une profondeur de 1,1-1,3 m, dépend sensiblement de la valeur de la charge appliquée et qu'il diminue de deux ordres de grandeur avec cette charge. Il vaut  $k = 2 \cdot 10^{-8}$  cm/s pour  $\sigma_a = 350$  kPa.

Un autre essai a été exécuté sur une éprouvette de sol prélevée dans le puits p1 la profondeur 2,3-2,6 m. Cette éprouvette a un pourcentage plus faible de particules

fines ( $C_{80\mu m} = 81\%$  au lieu de  $97\%$  pour le puits p2 à 1,1-1,3 m de profondeur). La durée du gonflement et de la saturation est sensiblement plus courte ( $t = 600$  minutes) que dans le cas précédent et le coefficient d'infiltration/perméabilité est plus élevé d'une puissance de dix à toutes les étapes de l'essai (figure 142).

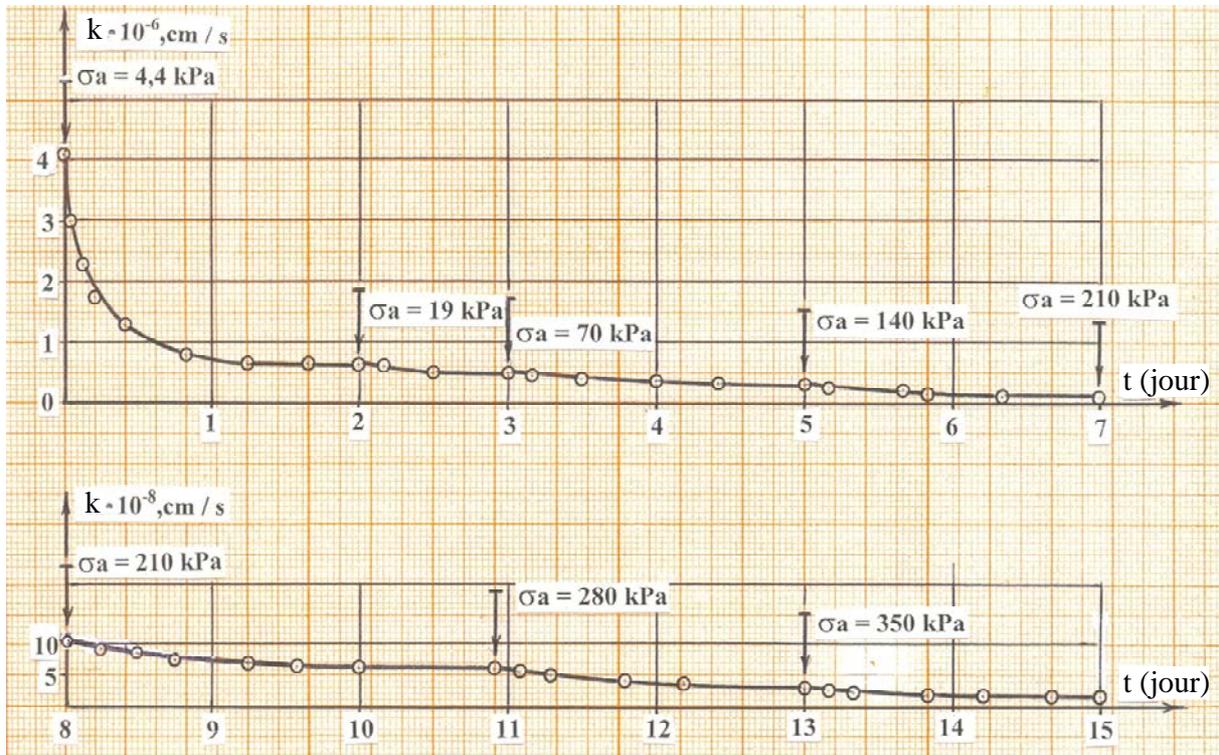


Figure 141. Variations du coefficient de perméabilité en cours d'essai (en fonction de la charge appliquée)

L'échelle des perméabilités est différente sur les deux parties de la figure

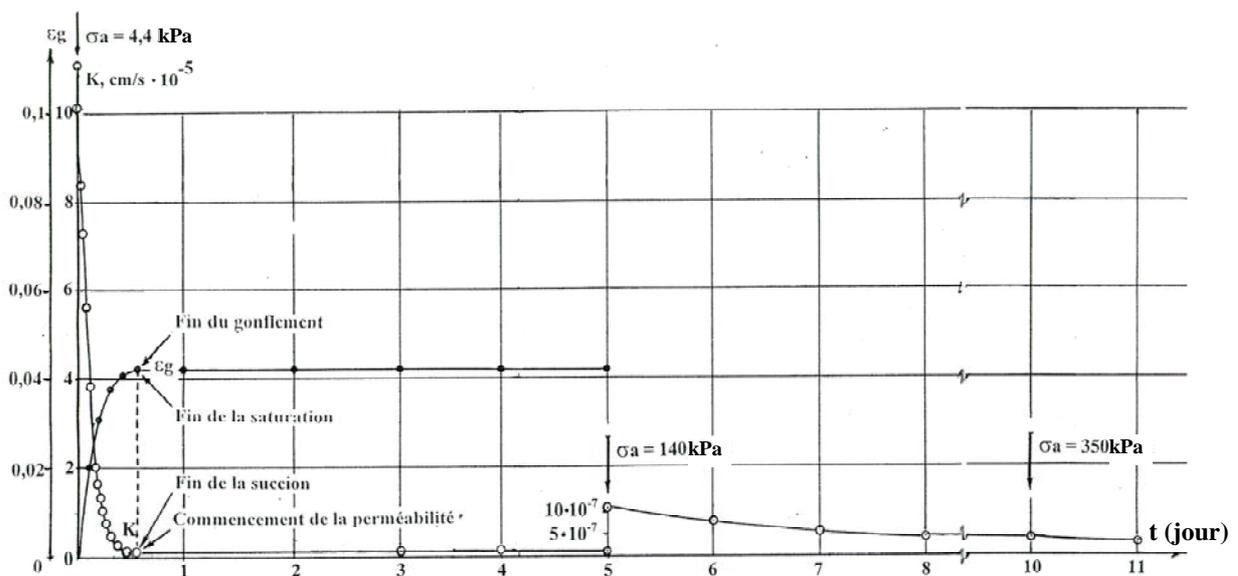


Figure 142. Évolution du gonflement et de la vitesse d'écoulement de l'eau vers l'éprouvette au cours du temps

La diminution des paramètres de gonflement est aussi très importante, comme on le voit sur la figure 134 où la valeur de la déformation de gonflement sous  $\varepsilon_{g0} = 8$  kPa vaut 0,042 et la pression de gonflement est égale à  $\sigma_g = 188$  kPa.

Ainsi, la quantité d'eau liée dans les enveloppes d'eau fortement liée et faiblement liée autour des particules minérales dépend du pourcentage de particules argileuses (<2 $\mu$ m) dans le sol et de leur énergie superficielle. La formation de la couche d'eau fortement liée s'accompagne d'un dégagement de chaleur important. La couche d'eau fortement liée possède une masse volumique comprise entre 1,5 t/m<sup>3</sup> et 2 t/m<sup>3</sup> et plus, un module de cisaillement atteignant 20 MPa. Elle ne gèle pas à une température de -70 °C ou plus basse et peut se déplacer seulement après passage en phase vapeur (Berezantsev et al., 1961 ; Deryagin et Nerpin, 1961).

Cette observation est confortée par la succion très importante des sols secs, qui est comparable à la résistance des particules minérales (Kassif et al., 1971 ; Escario et Saez, cités par Ittis, 1979 ; Khaddaj, 1992) (Figures 143 et 144).

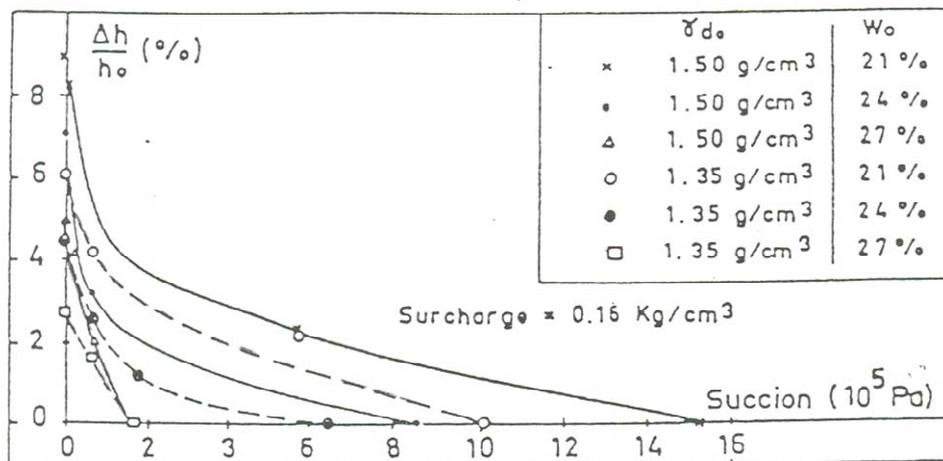


Figure 143 Relation entre la déformation de gonflement et la succion (Kassif et al., 1971)

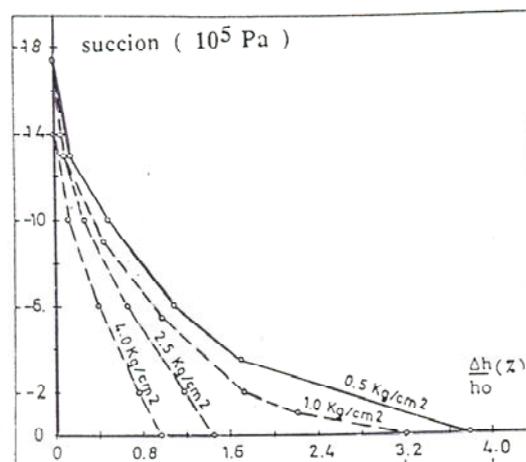


Figure 144 Influence de la succion et de la pression appliquée sur le gonflement (d'après Escario et Uriel, cités par Ittis, 1979)

## 5.8 Modifications des propriétés physiques et mécaniques des sols gonflants lors de leur humidification

Lors de l'humidification des argiles gonflantes et du développement des couches diffuses autour des particules minérales d'argile, il se produit une rupture des liaisons structurelles entre les particules, ce qui détériore les caractéristiques de déformabilité et de résistance du sol.

Cela a été noté par de nombreux auteurs et a même conduit à la création d'indices qualitatifs exprimés en pourcentage des propriétés du sol avant humidification. Ces indices diffèrent sensiblement, en fonction des types d'argile, de leur roche mère, de leurs conditions de formation et de leur état.

Les argiles gonflantes naturelles possèdent une forte résistance au cisaillement. L'interaction de ces sols avec l'eau provoque une réduction de leurs caractéristiques de résistance, qui est due à l'augmentation de l'épaisseur des couches diffuses et à la rupture des liaisons structurelles. L'augmentation de l'épaisseur des enveloppes diffuses autour des particules argileuses conduit à ce que, lors du cisaillement, les particules d'argile ne sont pas en contact direct et la surface de glissement passe dans les enveloppes diffuses. Plus l'épaisseur de l'enveloppe diffuse est importante et plus la surface de cisaillement est éloignée de la surface des particules, dans des couches d'eau faiblement liée et la résistance du sol aux efforts de cisaillement est faible.

Nous avons réalisé une étude des variations des caractéristiques de résistance ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) et de déformabilité ( $E$ ) et perméabilité ( $k$ ) de l'argile d'Ouarzazate au cours du processus d'humidification et en fonction de la pression appliquée, sur les sols prélevés dans le puits p1 à la profondeur de 1,1 à 1,3 m.

L'étude de la résistance au cisaillement a été effectuée dans des boîtes de cisaillement classiques, sous trois pressions normales  $\sigma_1 = 100$  kPa,  $\sigma_2 = 200$  kPa et  $\sigma_3 = 300$  kPa. Chaque essai a été répété trois fois (sur trois éprouvettes différentes). Les charges étaient toujours maintenues jusqu'à la stabilisation complète de la déformation du sol.

Cinq séries d'essais ont été réalisées.

- la première série d'essais avait pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol à l'état naturel par la méthode du cisaillement lent ;
- la deuxième série d'essais avait pour objectif de déterminer les valeurs de  $c$  et  $\varphi$  sur des éprouvettes de sol humidifiées pendant 2h (sous chacune des charges imposées). L'évolution du gonflement du sol pendant l'humidification a été mesurée au cours du temps ;
- la troisième, la quatrième et la cinquième série d'essais ont été réalisées de la même façon, mais avec une durée d'humidification du sol de 4 heures, 6 heures et 10 heures.

Après la fin de chaque essai, on a déterminé la teneur en eau de l'éprouvette.

On a aussi tenu compte des résultats des essais de cisaillement réalisés antérieurement sur le sol naturel à l'état intact initial et sur le sol saturé (après une humidification de 20 heures).

Les résultats des mesures de la cohésion et de l'angle de frottement interne de l'argile d'Ouarzazate sont représentés sur la figure 145 en fonction du degré de saturation et de la durée de l'humidification.

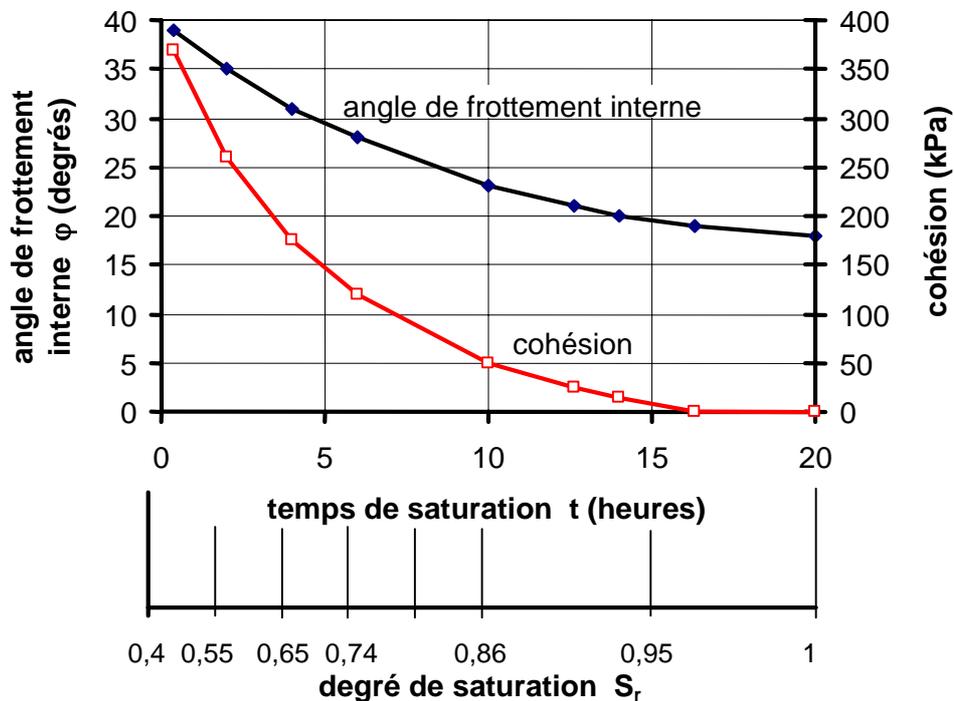


Figure 145. Variations de l'angle de frottement interne  $\phi$  et de la cohésion c en fonction du degré de saturation  $S_r$  et du temps t

On observe sur la figure 145 que la cohésion c et l'angle de frottement interne  $\phi$  valent, pour le sol dans son état naturel :

- c = 370 kPa
- $\phi$  = 39 degrés

ce qui constitue des valeurs élevées pour une argile. Néanmoins, une aussi forte valeur de l'angle de frottement interne pourrait s'expliquer par la structure de l'argile analysée, qui semble formée de petits blocs dont le fonctionnement pourrait être analogue à celui d'un matériau granulaire dans les essais de cisaillement à la boîte (figure 108).

Le dossier du LPEE (1999), préparé par le laboratoire régional de Marrakech, donne les valeurs caractéristiques suivantes pour les argiles de la ville d'Ouarzazate :

- c = 300 à 900 kPa,
- $\phi$  = 30 à 33 degrés.

Ces valeurs sont à peu près en accord avec nos résultats.

On peut trouver dans les travaux consacrés à des argiles gonflantes d'autres régions du monde des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement plus faibles que celles de la ville d'Ouarzazate, telles que :

- c = 78 kPa,  $\phi$  = 19 degrés pour l'argile des Flandres (Khaddaj, 1992) ;
- c = 71 kPa,  $\phi$  = 14 degrés pour l'argile de Sarmat (SoroChan, 1989).

L'humidification du sol exerce une influence sensible sur  $c$  et  $\varphi$ , qui diminuent en fonction du degré de saturation selon une loi non linéaire. Lorsque le sol est totalement saturé, l'angle de frottement interne (18 degrés) est à peu près deux fois plus petit que dans l'état naturel. La cohésion est pratiquement nulle. La perte de cohésion de l'éprouvette lors de la saturation s'explique par la présence dans l'éprouvette de liaisons de cristallisation rigides, mais solubles. Lorsque le sol est sec, ces liaisons donnent au sol naturel une forte résistance à la compression et au cisaillement. Lors de l'humidification, les liaisons de cristallisation se dissolvent dans l'eau et le sol perd sa résistance structurale.

L'un des principaux facteurs de la formation de liaisons de cristallisation dans les sols de la région d'Ouarzazate est la présence de gypse, que l'on rencontre soit sous forme de cristaux isolés soit sous formes de couches dont l'épaisseur peut atteindre quelques centimètres. Lors de la dissolution du gypse, il se forme des cavités remplies de solution de gypse. Lors de l'assèchement du sol, on peut observer à la surface du sol des cristaux de gypse recristallisé (figure 105 et figure 107).

La présence dans le sol de liaisons de cristallisation solubles exerce aussi une influence sur le module de déformation du sol : pendant l'humidification, la déformabilité du sol dépend pour l'essentiel des liaisons structurales et de cristallisation.

La figure 146 montre les résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre réalisés sur des éprouvettes de sol prélevées dans le puits p2 pour différentes durées d'humidification :  $t_0 = 0$ ,  $t_1 = 1h$ ,  $t_2 = 2h$ ,  $t_3 = 4h$ ,  $t_4 = 6h$ ,  $t_5 = 20h$ .

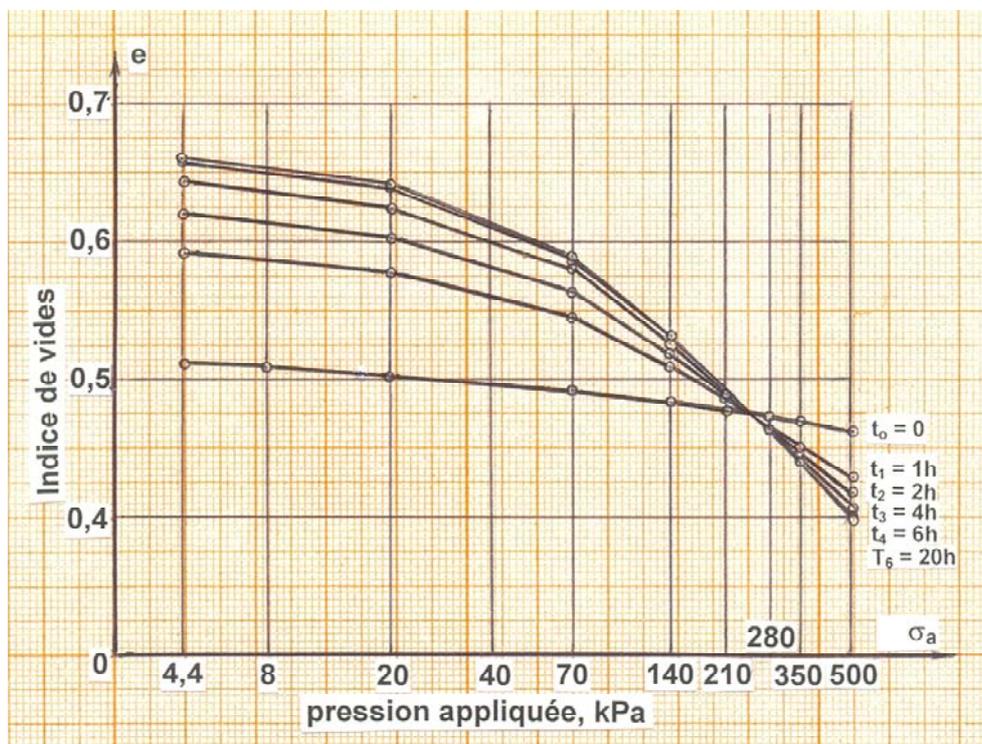


Figure 146. Courbes de compressibilité de séries d'éprouvettes soumises à des essais de chargement par paliers après une période d'humidification de durée variable sous 4,4 kPa

La figure 147 montre les variations des valeurs des modules de compressibilité œdométrique  $E_{oed}$  déterminées d'après les courbes précédentes, en fonction de l'intervalle de variation de la charge appliquée, du degré de saturation et du temps d'humidification (voir aussi Tableau 11).

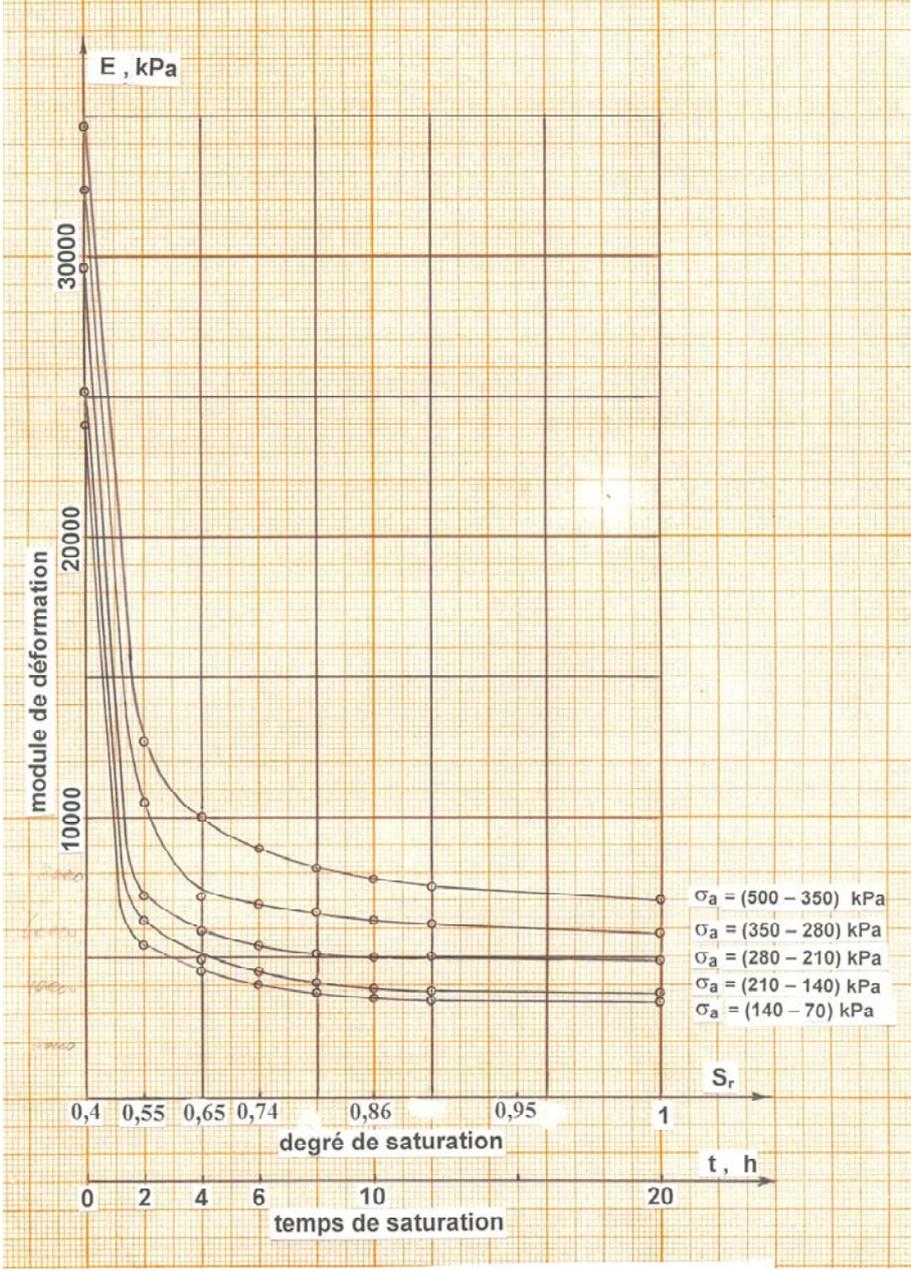


Figure 147. Variations des modules de compressibilité œdométrique  $E_{oed}$  en fonction de la charge appliquée, du degré de saturation et de la durée de l'humidification

Tableau 11. Valeurs du module de déformation du sol argileux sous différentes charges et pour différents degrés de saturation

Intervalle de pression (kPa)	Module œdométrique $E_{oed}$ (MPa) en fonction du temps d'imbibition (heures)							Module triaxial $E$ (MPa) $S_r=1$
	t = 0 h $S_r = 0,4$	t = 1 h $S_r = 0,48$	t = 2 h $S_r = 0,55$	t = 4 h $S_r = 0,65$	t = 6 h $S_r = 0,74$	t = 10 h $S_r = 0,86$	t = 20 h $S_r = 1$	
70-140	24	4,423	4,503	3,741	3,467	3,48	3,4	-
140-210	25,24	6,275	4,917	4,394	3,805	3,78	3,75	7
210-280	29,62	7,187	5,851	5,462	5,159	5	4,84	4
280-350	32,38	10,503	7,161	6,597	6,172	6,09	6	3,5
350-500	34,645	12,643	10	8,077	7,521	7,26	7	3,2

La particularité de la variation du module de déformation œdométrique du sol est sa forte diminution dans les premières heures de l'humidification, puis son évolution plus lente vers la valeur correspondant au sol saturé. Cela s'explique à l'évidence par la dissolution rapide des liaisons de cristallisation solubles (notamment de gypse), qui dégradent sensiblement les propriétés de déformabilité du sol. On peut noter que la valeur du module œdométrique augmente avec la charge, dans la mesure où la densité du sol comprimé dans le moule œdométrique augmente et tend vers sa valeur ultime sans possibilité de rupture de l'éprouvette.

Dans les essais à l'appareil triaxial, à l'inverse, le module de déformation, défini comme rapport de la variation de la contrainte axiale à la variation de la déformation axiale, diminue lorsque la charge augmente et tend vers zéro lors de la rupture de l'éprouvette. Cette évolution est due à l'influence des déformations horizontales de l'éprouvette, qui sortent du cadre de la présente étude. Les valeurs des modules indiquées dans le tableau 11 ont été déterminées sur des éprouvettes taillées dans des blocs d'argile d'Ouarzazate saturés (sans chargement) au préalable. Il était en effet impossible de tailler des éprouvettes triaxiales dans les blocs d'argile à l'état naturel car ils étaient trop fragiles.

## 5.9 Conclusion

L'étude de la littérature et les études expérimentales qui ont été réalisées sur l'argile d'Ouarzazate permettent de tirer les conclusions suivantes :

- lors de la prévision du comportement d'un sol gonflant, il est indispensable de prendre en compte :
  - o la possibilité de soulèvement du sol et de l'ouvrage par suite du gonflement du massif de sol lors de son humidification ;
  - o la possibilité de tassements localisés des ouvrages si la pression appliquée par l'ouvrage est supérieure à la pression de gonflement du sol et aussi par suite de la dégradation des propriétés physiques et mécaniques du sol lors de son humidification ;

- lors de l'évaluation du caractère gonflant des sols gonflants, il faut tenir compte de l'ensemble des particules fines (dimensions inférieures à 80  $\mu\text{m}$ ) et pas seulement des particules argileuses (dimensions inférieures à 2 $\mu\text{m}$ ) ;
- la méthode la plus adaptée en pratique consiste à déterminer le risque de gonflement du sol par des mesures directes des paramètres recherchés en laboratoire ou en place, en établissant la relation expérimentale entre l'amplitude du gonflement du sol et la pression appliquée, et non de façon indirecte, par exemple à partir des limites d'Atterberg ;
- les études expérimentales en laboratoire ont permis d'établir les lois de gonflement de l'argile d'Ouarzazate dans le cas du gonflement libre et dans le cas du gonflement sous charge. Des expressions analytiques ont été obtenues pour ces lois ;
- il a été établi expérimentalement que les déformations de gonflement et de déchargement à l'œdomètre sont influencées par la vitesse de chargement et la vitesse de déchargement des éprouvettes et aussi par la capacité naturelle du sol à perdre et restaurer les liaisons structurelles (dont les liaisons d'adsorption) entre ses particules ;
- le processus de gonflement qui se produit en cas d'humidification continue du sol combine deux processus non stationnaires parallèles :
  - o le premier processus est caractérisé par l'absorption d'eau dans les pores du sol et la modification des contraintes dans le squelette, selon la théorie capillaire de Terzaghi ;
  - o le second processus correspond à la pénétration de l'eau à l'intérieur des agrégats argileux.
- le phénomène d'absorption de l'eau par le sol résulte de la conjugaison de phénomènes osmotiques, capillaires et d'adsorption, de la formation autour des particules minérales d'enveloppes diffuses et de son effet de séparation sur les particules ;
- lors de l'humidification des argiles gonflantes et du développement des couches diffuses autour des particules minérales d'argile, il se produit une rupture des liaisons structurelles entre les particules, ce qui détériore les caractéristiques de déformabilité et de résistance du sol. Le module de déformation du sol et son angle de frottement interne diminuent sensiblement et la cohésion est réduite à pratiquement zéro.



## Chapitre 6

# Étude expérimentale du comportement des sols gonflants lors de leur humidification sur le site expérimental d'Ouarzazate

- 6.1 Introduction
- 6.2 Travaux préliminaires pour l'aménagement du site d'Ouarzazate
- 6.3 Étude de la déformabilité des sols dans leur état naturel
- 6.4 Humidification du sol à partir de la surface sur le site expérimental
- 6.5 Comportement du sol gonflant lors de son humidification
- 6.6 Comportement des fondations sur sol gonflant saturé
- 6.7 Conclusion

### 6.1 Introduction

Le but de cette recherche était d'étudier le comportement d'une argile gonflante dans des conditions naturelles lors de l'humidification du sol à partir de la surface, en imitant l'effet des pluies et des inondations. Cette approche est justifiée par l'existence de cas de pluies abondantes en hiver, renforcées par les écoulements de pluies à partir des montagnes voisines, ce qui provoque des accumulations d'eau dans les points bas de la ville et de ses environs.

Nous avons étudié :

- le mécanisme de gonflement libre du sol,
- la vitesse de gonflement et le comportement des fondations en fonction de la vitesse d'application des charges qui leur sont appliquées,
- la vitesse de pénétration de l'eau et de variation de la profondeur de la zone active du sol en cas d'humidification prolongée,
- le gonflement du sol à différentes profondeurs,
- le comportement de fondations reposant sur le sol gonflant dans son état naturel et au cours de l'humidification,
- les variations des caractéristiques mécaniques du sol (module de déformation) au cours de l'humidification, en fonction de la durée de l'humidification,
- le processus d'aération du sol après la fin de l'humidification et son retrait.

### 6.2 Travaux préliminaires pour l'aménagement du site d'Ouarzazate

Les principaux travaux réalisés sur le site ont été les suivants :

- nivellement du site et réalisation d'une excavation jusqu'à la surface de la couche de sol gonflant ;
- exécution des ancrages pour la poutre de chargement utilisée pour les essais de chargement statique des fondations ;
- installation de la poutre à l'emplacement des futurs essais de chargement de fondations ;

- préparation et installation des fondations superficielles en béton armé,
- creusement de puits pour l'installation de tassements de profondeur et de repères fixes ;
- alimentation du site en eau et en électricité.

Les conditions d'utilisation de la poutre de chargement demandant qu'elle tourne autour d'un axe fixe pour passer d'une fondation à la suivante, il a été décidé de réaliser une excavation de forme circulaire.

Dans la mesure où une partie de la couche superficielle avait été déjà enlevée lors des travaux de nivellement, il ne restait que 50 cm à extraire jusqu'à la couche d'argile gonflante. Il a été pour cette raison décidé d'exécuter l'excavation à la main. Le volume total de l'excavation n'était que de 55 m<sup>3</sup>.

Pour l'ancrage de la poutre de chargement, cinq pieux d'un mètre de diamètre et dix mètres de longueur ont été coulés en place dans des puits. Pour reprendre les forces de traction, en tenant compte du poids des pieux et du frottement latéral du pieu sur le sol, la base des pieux a été élargie (diamètre 1,8 m) dans une couche de sable dense qui s'étend de 6 à 12 m de profondeur.

La résistance à la traction des pieux a été prise égale à 1000 kN. Grâce à leur forte capacité portante et à leur caractère massif, ont aussi été utilisés comme repères pour mesurer les amplitudes de soulèvement des fondations pendant l'humidification du sol.

Pour assurer la liaison des pieux avec la poutre, chaque pieu a été équipé de quatre barres d'armature rainurées de 25 mm, maintenues par des cerces de 6 mm de diamètre. La longueur des armatures était variable : deux d'entre elles étaient encastrées de 8 m dans le béton et les deux autres de 6 m. Près de la surface, les armatures étaient rapprochées, pour former un faisceau destiné à enserrer la barre unique de fixation de l'ancrage. La longueur libre des barres d'armatures au-dessus de la tête des pieux a été fixée à 50 cm (figure 148).

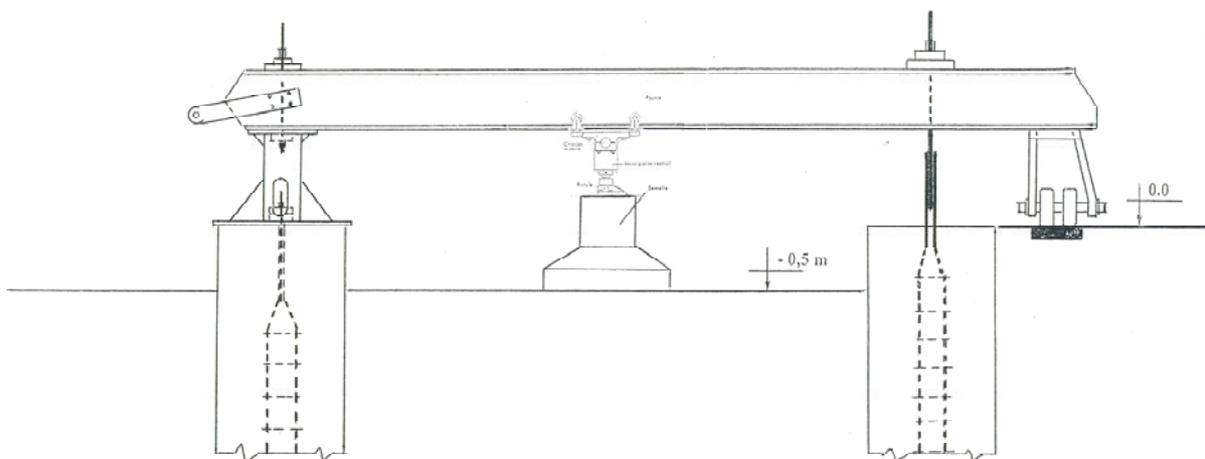


Figure 148. Schéma de fixation de la poutre sur les ancrages et dispositif de chargement par vérin

Le bétonnage du fût du pieu a été réalisé après l'installation des armatures par déversement en vrac dans le puits puis traitement par vibration.

Pour assurer la liberté du déplacement de la poutre par rapport à son axe, une piste en blocs de pierre et béton de 50 cm de largeur a été réalisée autour de l'excavation (Figures 149 et 150).



Figure 149. Construction de la piste circulaire d'appui de la poutre de chargement



Figure 150. Vue de la piste et de la poutre

Le dispositif de chargement des fondations est représenté sur la figure 148. La figure 151 montre la disposition des pieux d'ancrage, des tassomètres, du système d'humidification du sol et des fondations superficielles testées.

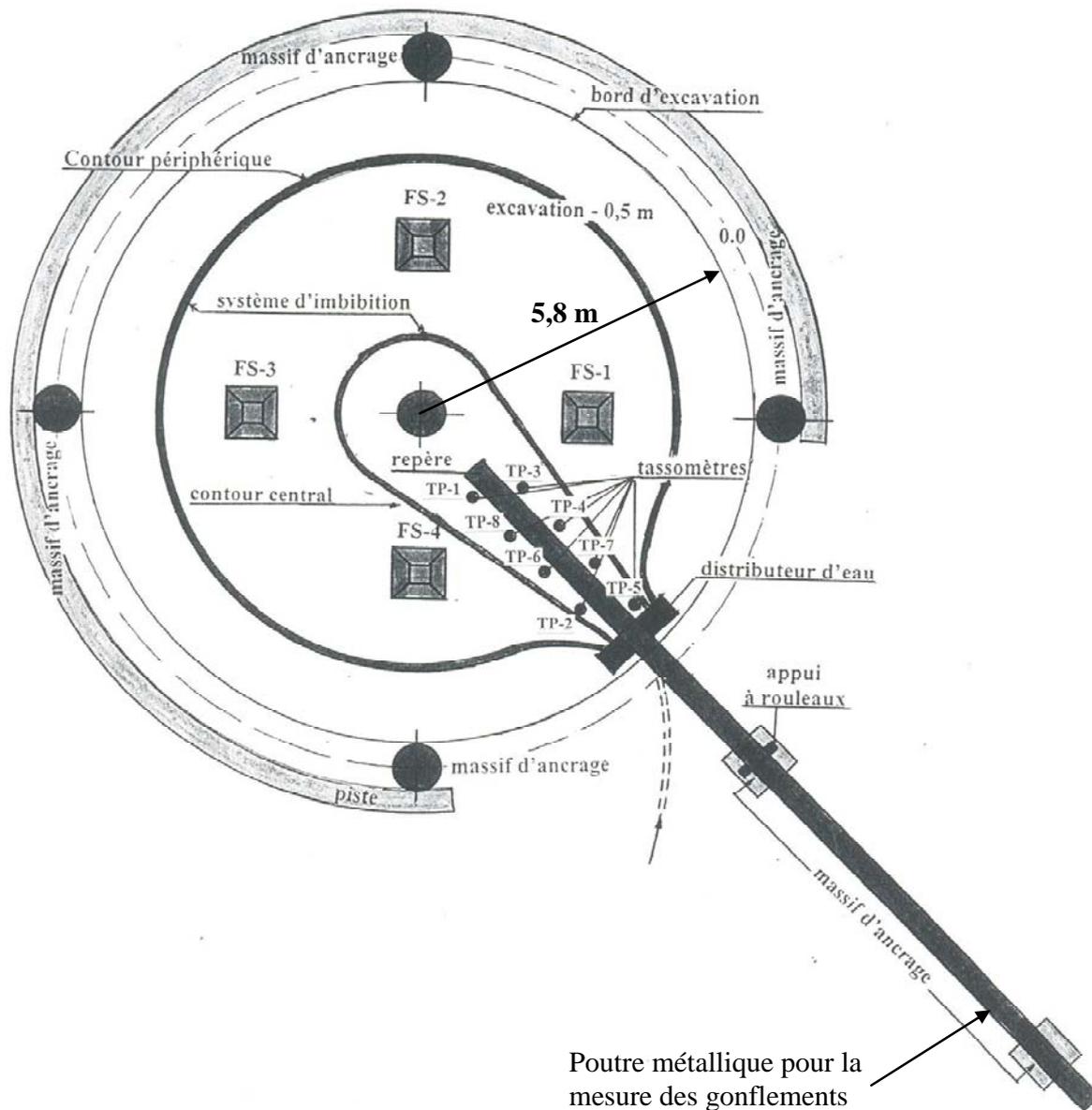


Figure 151. Plan du site expérimental

Pour étudier la vitesse de pénétration de l'eau dans le sol et le comportement du sol lors de l'humidification, on a placé à différentes profondeurs des dispositifs de mesure des tassements (tassomètres) (figure 151). Pour installer les tassomètres, on a foré des puits de 66mm de diamètre (figure 153) à des profondeurs variables :  $h_1 = 45$  cm,  $h_2 = 70$ cm,  $h_3 = 95$  cm,  $h_4 = 120$  cm,  $h_5 = 145$  cm,  $h_6 = 195$  cm et  $h_7 = 245$  cm. Un tassomètre constitué d'une plaque métallique de 20 x 20 cm et de 8 mm d'épaisseur a été installé à la surface du sol pour mesurer le gonflement libre du sol au niveau du fond de l'excavation. Pour fixer cette plaque dans le sol, on a enfoncé dans le sol une tige de 20 cm de longueur et de 16 mm de diamètre, avec une pointe à la base.

L'installation des tassomètres de profondeur dans le sol a été effectuée de la façon suivante : on enfonçait dans le forage de 66 mm de diamètre un tube en duralumin de 52 mm de diamètre, puis on a injecté par ce tube des boules de mortier de béton dur, que l'on a enfoncé sous la base du tube au moyen d'une barre et d'un marteau, pour créer un élargissement cylindrique de la base du tube. Ensuite, on mettait en place dans le tube le tassomètre, de diamètre 40 mm, qui était enfoncé dans la base élargie en béton de 5 cm. Ensuite, le tube de protection était soulevé de 20 cm pour éliminer tout risque d'interaction entre ce tube et la base élargie du tassomètre. L'espace annulaire entre le tassomètre et le tube extérieur a été fermé à sa partie supérieure par un anneau de résine élastique afin d'éviter l'introduction d'eau dans le sol par le tube du tassomètre (figures 152 et 153).

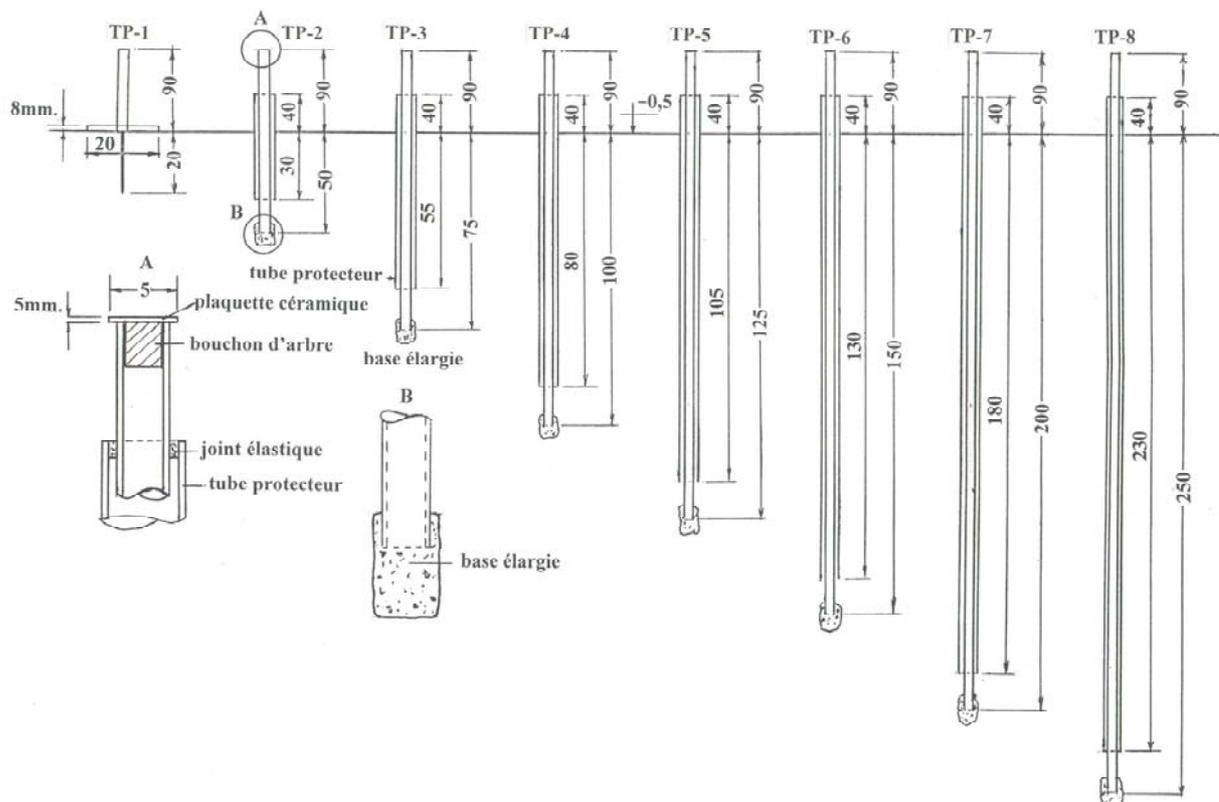


Figure 152 Détails de l'installation des tassomètres

La position des tassomètres sur le site expérimental est indiquée sur la figure 151.

Pour mesurer les amplitudes du soulèvement des tassomètres sous l'effet du gonflement du sol, on a installé une poutre en I (de type 240), fixée sur deux fondations en béton armé de 12 mètres de longueur. Ces appuis étaient placés en dehors de la zone humidifiée (figure 151) et traversaient la couche de sol gonflant pour s'encaster dans la couche de sable dense sous-jacente afin que l'humidification du sol ne les fasse pas bouger.

Les tassomètres étaient installés à proximité immédiate de la poutre repère, sur laquelle s'appuyaient les comparateurs à cadran de précision 0,01 mm. L'extrémité de la tige de mesure était appuyée sur la plaque en céramique collée au bouchon de béton obturant la partie supérieure du tassomètre (figure 154).



Figure 153. Vues des travaux d'installation des tassomètres sur le site expérimental

Pour éviter tout écart des tassomètres par rapport à la verticale en cas de gonflement non uniforme du sol, on a soudé à la partie inférieure de la poutre des anneaux destinés à guider le tube au dessus de la surface du sol (figure 154a).

La poutre ayant subi des vibrations horizontales sous l'effet du vent, il a été décidé d'installer des raidisseurs verticaux de part et d'autre la poutre pour limiter ces vibrations (figure 154b). Ce système a fonctionné efficacement pendant les essais.



a. Installation des comparateurs de gonflement sur les tassomètres



b. Vue générale du système de mesure des gonflements

Figure 154. Vues des tassomètres et de la poutre de référence

Pour protéger les indicateurs de gonflement de la pluie, de la chaleur, du vent et du soleil, une double protection a été mise en œuvre, au niveau des appareils et sous forme d'une tente (figure 155).



Figure 155. Double protection des appareils de mesure

Toutes les lectures ont été effectuées à la même heure (11 h) chaque jour.

Les fondations expérimentales en béton armé ont été installées sur des surfaces parfaitement nivelées. À cette fin, on a commencé par creuser le sol jusqu'à un niveau plus haut de 5 à 10 cm que la cote prévue dans le projet (-0,5 m). Ensuite, on a déterminé par nivellement, aux quatre coins de la future fondation, le niveau théorique de la base de la semelle en béton armé, puis on a enlevé à la main le sol excédentaire en utilisant une règle de trois mètres, d'abord à l'emplacement de la fondation puis dans toute l'excavation. Après la fin de la préparation du fond de la fouille, les fondations expérimentales ont été installées sur une couche de sable de 2 cm, afin de mieux répartir les pressions sous les fondations et de faciliter la pénétration uniforme de l'eau sous les fondations lors de l'humidification du sol.

Pour la mesure des tassements du sol pendant les essais de chargement statique du sol à l'état naturel, on a utilisé deux types d'appareils de mesure : des capteurs électroniques construits par le LCPC et des comparateurs à cadran classique de 0,01 mm de précision. La disposition de ces appareils de mesure autour des fondations est montrée sur la figure 156.

Les capteurs électroniques ont été fixés solidement à deux poutres installées de part et d'autre de la fondation et appuyées sur les appuis placés en dehors de la zone concernée par les tassements du sol pendant les essais. Les tiges de ces capteurs s'appuyaient sur des plaques de céramique placées aux quatre angles de la fondation.



Figure 156. Systèmes de mesure des tassements des fondations pendant les essais

Les indicateurs mécaniques à cadran étaient aussi fixés sur des supports placés en dehors de la zone concernée par le tassement de la fondation et leurs tiges de mesure s'appuyaient sur deux poutres métalliques de longueur 1,5 m encastées dans la fondation de deux côtés opposés, perpendiculairement à la poutre de chargement.

Dans la mesure où les essais de chargement étaient réalisés soit sur le sol naturel, avant l'humidification, soit après l'humidification, mais après stabilisation des déformations du sol, soit encore pendant le lent processus d'aération du sol, il a été jugé que les repères constituaient une référence stable pendant le déroulement des essais de chargement (au plus 7 jours).

Pour mesurer le soulèvement des différentes fondations pendant l'humidification, on a utilisé des bandes élastiques fixées sur les pieux (figure 157). Toutes les mesures ont été effectuées avec la même bande à la même période de la journée. La précision des mesures a été évaluée à 0,5 mm, ce qui correspond approximativement à la précision des mesures topographiques traditionnelles.

Pour réaliser l'humidification artificielle du massif de sol, une canalisation d'eau a été construite entre le bâtiment voisin du LPEE et le site expérimental. Sur le site lui-même, le système d'alimentation en eau consistait en deux tuyaux en plastique, comportant des ouvertures d'un millimètre de diamètre pour assurer une répartition uniforme de l'eau sur le site. Ces deux tuyaux étaient disposés selon deux lignes circulaires, comme indiqué sur la figure 151. 250 trous ont été percés dans ces tuyaux, tous les 12,5 cm. La figure 158 montre une vue générale de ce système d'alimentation en eau.

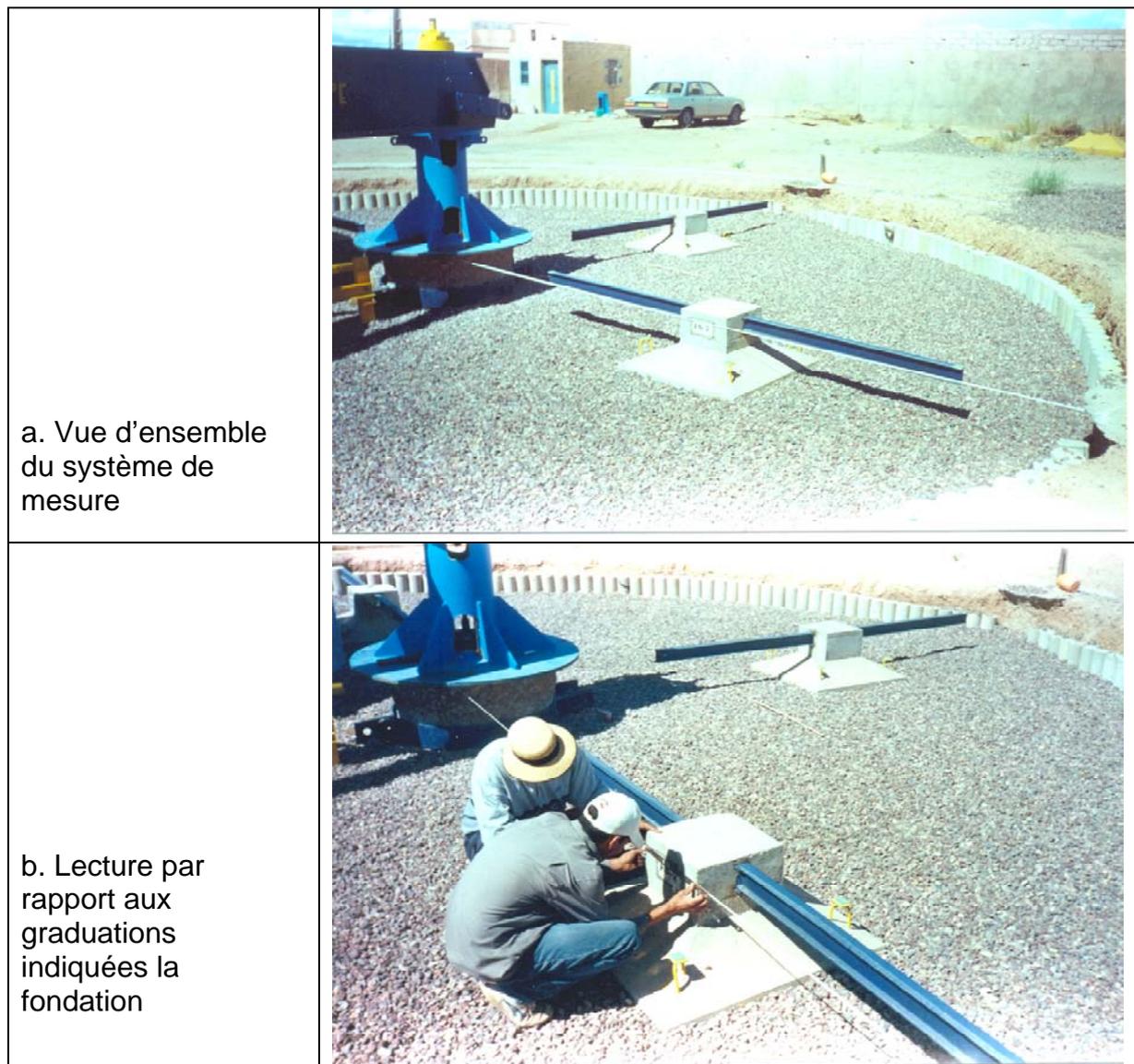


Figure 157. Système de mesure du soulèvement des fondations pendant l'humidification du massif de sol par référence à une bande de plastique tendue

Pour maintenir en place les deux tubes de distribution de l'eau au fond de l'excavation, on a utilisé des étriers métalliques enfoncés de 15 cm dans le sol et espacés de 1,5 m le long des tuyaux.

L'alimentation en eau des deux tuyaux de distribution d'eau était assurée par un répartiteur fixé à la canalisation d'amenée d'eau (figure 159).

Après la pose des tuyaux dans l'excavation, des essais de courte durée (10 minutes) ont été réalisés pour vérifier l'uniformité de la distribution d'eau au fond de l'excavation. Ensuite, on a recouvert les deux tuyaux de sable (figure 160) afin de les protéger pendant la mise en place de la couche 10 cm d'épaisseur de graviers qui a été installée sur toute la surface de l'excavation pour protéger les tuyaux et la surface de la couche d'argileuse de toute détérioration lors des déplacements des opérateurs pendant les essais.



Figure 158. Vue générale du système d'alimentation en eau



Figure 159. Alimentation en eau des deux tubes



Figure 160. Mise en place de la couche de gravier

Les installations de mesure ont été placées dans une construction en parpaings, construite à cette fin et alimentée en électricité pour assurer l'éclairage et alimenter les appareils électriques utilisés pour les essais.

Les quatre fondations superficielles installées sur le site expérimental (figure 151) ont été utilisées à des dates différentes, afin d'évaluer le comportement du sol sous les fondations à différents moments du processus d'humidification du sol, qui a commencé le 10 octobre 2002 :

- la fondation FS-1 a été testée deux fois : avant l'humidification du sol (pour tester le sol dans son état naturel) et après saturation totale du sol (teneur en eau moyenne à la base de la fondation : 32%), du 7 au 16 juillet 2003 ;
- les fondations FS-2, FS-3 et FS-4 ont été testées après la fin de la période d'humidification du sol (l'alimentation en eau a été arrêtée le 16 juillet 2003), à différents moments du processus de désaturation du sol :
  - o FS-2 : du 1<sup>er</sup> au 7 septembre 2003 (teneur en eau moyenne du sol au contact de la fondation : 27%) ;
  - o FS-3 : du 27 au 24 juin 2004 (teneur en eau moyenne : 20%) ;
  - o FS-4 : du 20 au 29 septembre 2004 (teneur en eau moyenne : 16%).

### **6.3 Étude de la déformabilité des sols dans leur état naturel**

Pour étudier de la déformabilité des sols gonflants du site d'Ouarzazate dans leur état naturel des essais de chargement ont été exécutés sur la fondation FS-1, de section 1m x 1m, placée à la surface du sol, au fond de la zone excavée. Le dispositif de chargement a été présenté sur la figure 148. La figure 156 montre les systèmes de mesures utilisés pendant l'essai.

Le chargement a été effectué au moyen d'un vérin hydraulique dont le piston a une surface  $A = 380 \text{ cm}^2$ . La pression a été appliquée à la fondation par paliers de :  $p_1 = 2 \text{ MPa}$ ,  $p_2 = 4 \text{ MPa}$ ,  $p_3 = 6 \text{ MPa}$ , ...  $p_{10} = 20 \text{ MPa}$ . Ces pressions correspondent à des forces  $Q_1 = 76 \text{ kN}$  ;  $Q_2 = 152 \text{ kN}$ ,  $Q_3 = 228 \text{ kN}$ , ...  $Q_{10} = 760 \text{ kN}$ . Chaque charge était appliquée progressivement pendant une durée de quelques minutes.

Sous chacune des charges appliquées, on a mesuré le tassement de la fondation en fonction du temps, jusqu'à ce que l'on obtienne une valeur stabilisée du tassement. La limite retenue pour définir la stabilisation du tassement était de  $50 \mu\text{m}/\text{heure}$ , ce qui correspond à 90% de consolidation.

Les essais de chargement de plaque possèdent une série d'avantages par rapport aux essais de laboratoire, car ils sont réalisés sur les sols réels, dans leur état naturel et ils représentent le comportement d'un plus grand volume de sol, tant en plan qu'en profondeur. Ce processus de chargement des sols en place est plus long et plus cher, parce qu'il nécessite des appareils plus coûteux et plus de dépenses de personnel, mais il est plus fiable.

La figure 161 montre l'évolution des tassements de la fondation FS-1 au cours du temps sous chaque palier de chargement.

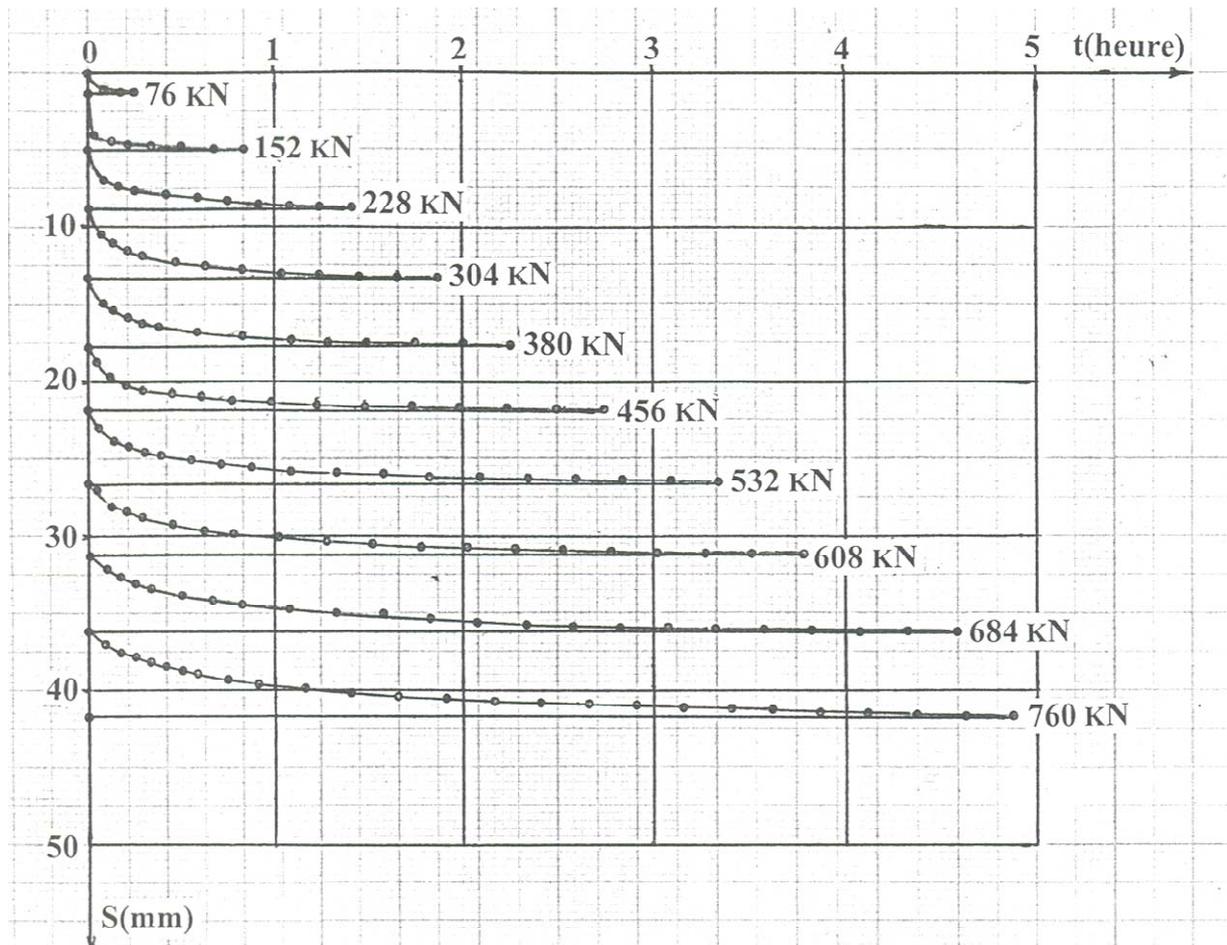


Figure 161. Tassements de la fondation FS-1 au cours du temps

On observe que l'amplitude du tassement stabilisé de la fondation sous chaque incrément de charge est approximativement la même, alors que le temps nécessaire pour l'amortissement de ces déformations augmente constamment.

Lors du premier chargement (charge initiale  $Q_1 = 76 \text{ kN}$ ), la charge a été appliquée plus lentement que les charges suivantes, pour pouvoir éventuellement observer l'effet des liaisons de cristallisation sur la résistance du sol. Effectivement, aucun tassement n'a été mesuré pendant les cinq premières minutes, jusqu'à ce que la charge appliquée atteigne une valeur de 57 kN. Ensuite, la fondation a commencé à subir un tassement d'amplitude  $s_1 = 3 \text{ mm}$ , qui s'est stabilisé en 15 minutes.

L'absence de tassement de la fondation au début du chargement sous  $Q_1$  est à l'évidence due à la résistance des liaisons rigides de cristallisation qui sont très importantes dans un sol naturel peu humide. La présence de faibles quantités d'eau liée aux contacts des particules peut aussi contribuer à la résistance du sol par l'effet des forces capillaires (de succion). Lorsque la charge augmente, la zone du sol comprimée par la fondation augmente et s'étend dans les parties du sol qui ne sont pas encore désaturées : la teneur en eau augmente avec la profondeur et les liaisons capillaires, électro-moléculaires et colloïdales deviennent dominantes dans la résistance du sol, ce qui se traduit par l'augmentation de la durée de stabilisation des déformations du sol pour les valeurs plus élevées de la charge. Pour sa part, la destruction des liaisons fragiles et rigides de cristallisation est irréversible.

La figure 162 présente l'évolution de l'amplitude du tassement avec la charge appliquée. On observe que cette relation est linéaire.

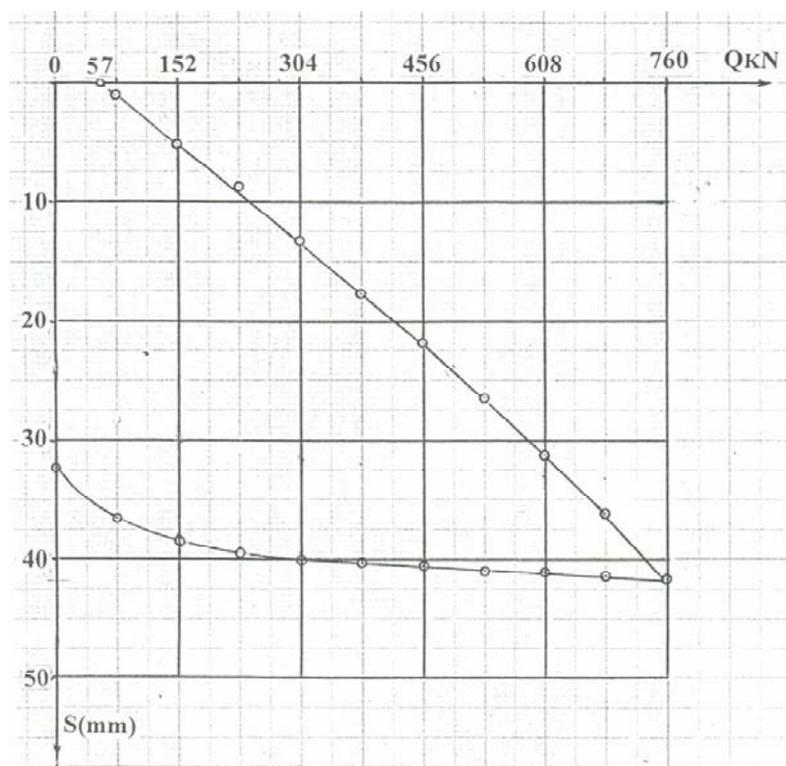


Figure 162. Évolution du tassement en fonction de la charge appliquée (FS-1)

On peut évaluer l'effet des liaisons rigides initiales du sol à 57 kN (ou 57 kPa, puisque la charge est répartie sur une surface d'un mètre carré). La partie élastique (réversible) de la déformation vaut 9,5 mm, c'est-à-dire 22,7% de la déformation totale observée (41,75 mm).

On peut observer que la partie initiale de la courbe de déchargement est linéaire et qu'elle devient non linéaire quand la charge devient inférieure à 228 kN. Cela indique que le déchargement par étapes de la fondation limite l'amplitude de la déformation associée au déchargement du sol. Le dernier déchargement représente à lui seul 40% de l'amplitude de la déformation de déchargement.

Les variations du module de déformation du sol ont été calculées d'après la courbe de la figure 162. Le calcul a été effectué en utilisant la formule (6.1) établie par Schleicher pour la déformation d'un massif élastique sous une semelle rigide (Berezantsev et al., 1961 ; Cassan, 1978) :

$$E = \omega(1 - \nu)^2 b \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{s_i - s_{i-1}} \quad (6.1)$$

où

- ω est un coefficient qui dépend de la forme de la plaque rigide, égal à 0,88 pour une semelle carrée ;
- ν est le coefficient de dilatation latérale du sol (coefficient de Poisson), pris égal à 0,4 ;

b est la largeur de la fondation ;

$\sigma_i - \sigma_{i-1}$  est l'intervalle entre les paliers de chargement ;

$s_i - s_{i-1}$  est la différence des tassements de la fondation pour cet intervalle de charges.

Les valeurs obtenues sont indiquées dans le tableau 12.

Tableau 12 Modules de déformation (module d'Young) déduits du chargement de la semelle FS-1 avant humidification

Chargement (kPa)	70 à 140	140 à 210	210 à 280	280 à 350	350 à 500
Module d'Young (kPa)	15 135	14 933	14 737	13 827	13 793

## 6.4 Humidification du sol à partir de la surface sur le site expérimental

L'humidification du sol à partir du fond de la fouille a été exécutée au moyen des tuyaux perforés en plastique qui ont été décrits dans la section 6.2 (figures 151, 158, 160). Ces tuyaux étaient branchés sur le réseau d'alimentation en eau de la ville d'Ouarzazate au niveau du laboratoire régional d'Ouarzazate du LPEE. Le contrôle de l'évolution au cours du temps du processus d'humidification a été effectué en observant le comportement des fondations, des tassomètres de profondeur et de sondes métalliques de 10 mm de diamètre. Cette sonde s'enfonçait facilement dans la couche de sol humidifié et rencontrait une forte résistance lorsqu'elle atteignait la couche de sol à l'état naturel, ce qui a permis de déterminer précisément la frontière entre le sol naturel et le sol humidifié.

L'humidification du sol s'est développée de façon assez régulière sur toute la surface de l'excavation, comme le montre le gonflement pratiquement simultané des quatre fondations, qui commençait dès les premières heures après le début de l'humidification. Le soulèvement des fondations s'est effectué sans inclinaison d'un côté ni de l'autre, mais avec des déformations de gonflement d'amplitude différente. Le gonflement maximal a été observé sur la fondation FS-1 (amplitude de gonflement  $\Delta_{hgo} = 90$  mm) et le gonflement le plus faible sur la fondation FS-2 (amplitude de gonflement de 76 mm). Pendant les premières heures d'humidification du sol, le tassomètre TP-1, installé au niveau du fond de l'excavation a aussi commencé à mesurer le gonflement du sol.

La figure 163 montre l'extension maximale stabilisée de l'humidification au niveau de la surface du terrain autour de l'excavation (cote de référence 0,00) sous l'effet de l'humidification réalisée au niveau du fond de l'excavation (cote -0,50). Les figures 164 et 165 montrent des vues de la zone humide autour de l'excavation.

La figure 166 montre l'évolution au cours du temps de la profondeur du front d'humidification et de la profondeur de la zone active de gonflement à proximité de la fondation FS-1. On voit que lorsque la profondeur de la zone humidifiée sous le fond de l'excavation valait 2 m, 24 heures après le début de l'humidification, la profondeur de la zone active (en termes de gonflement) n'était que de 1,7 m. Au-delà de cette profondeur de 1,7 m se trouvait une couche d'argile sableuse, dépourvue de propriétés de gonflement notables.

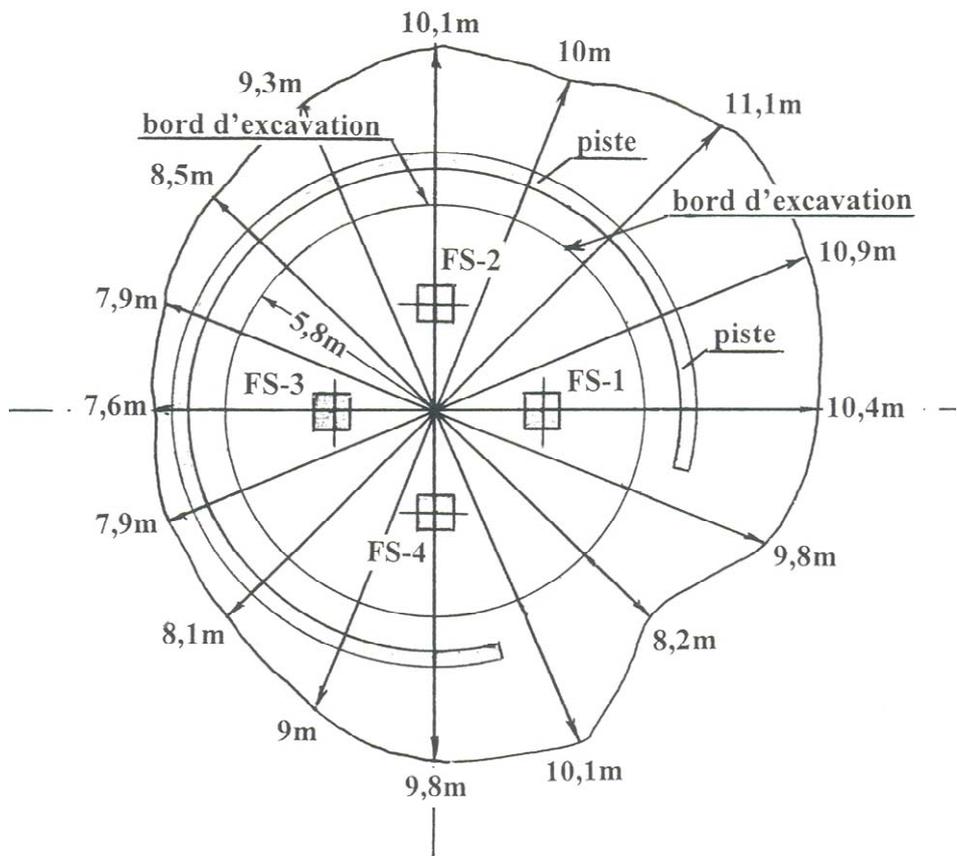


Figure 163. Extension maximale de la zone humidifiée au niveau de la surface du sol (cote 0,00)



Figure 164. Vue générale de la zone humide autour de l'excavation



Figure 165. État du site expérimental pendant l'humidification

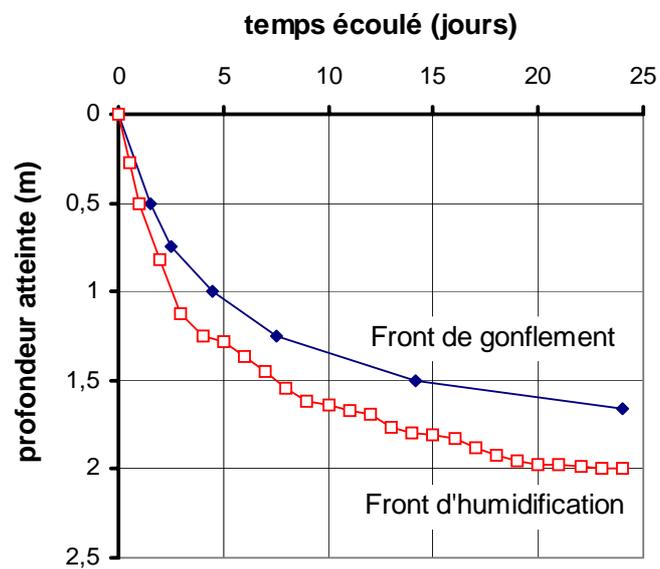


Figure 166. Évolution du front d'humidification et du front de gonflement au cours du temps (à proximité de la fondation FS-1).

L'évolution de la profondeur de gonflement représentée sur la figure 167 peut être décrite par la formule (6.2) :

$$H(t) = H_r \left( \frac{t}{t_f} \right)^{n_t} \quad (6.2)$$

dans laquelle  $H(t)$  est la profondeur de la zone active au temps  $t$ ,  $H_f$  est la profondeur maximale (finale) de la zone active,  $n_t$  est un paramètre d'amortissement de l'évolution de  $H(t)$  qui dépend de la durée de l'humidification et est déterminé d'après la courbe de la figure 167. La valeur de  $t_f$  peut être déduite de la formule (6.12) exposée plus loin. Elle est égale à 24 jours pour l'expérience décrite ici.

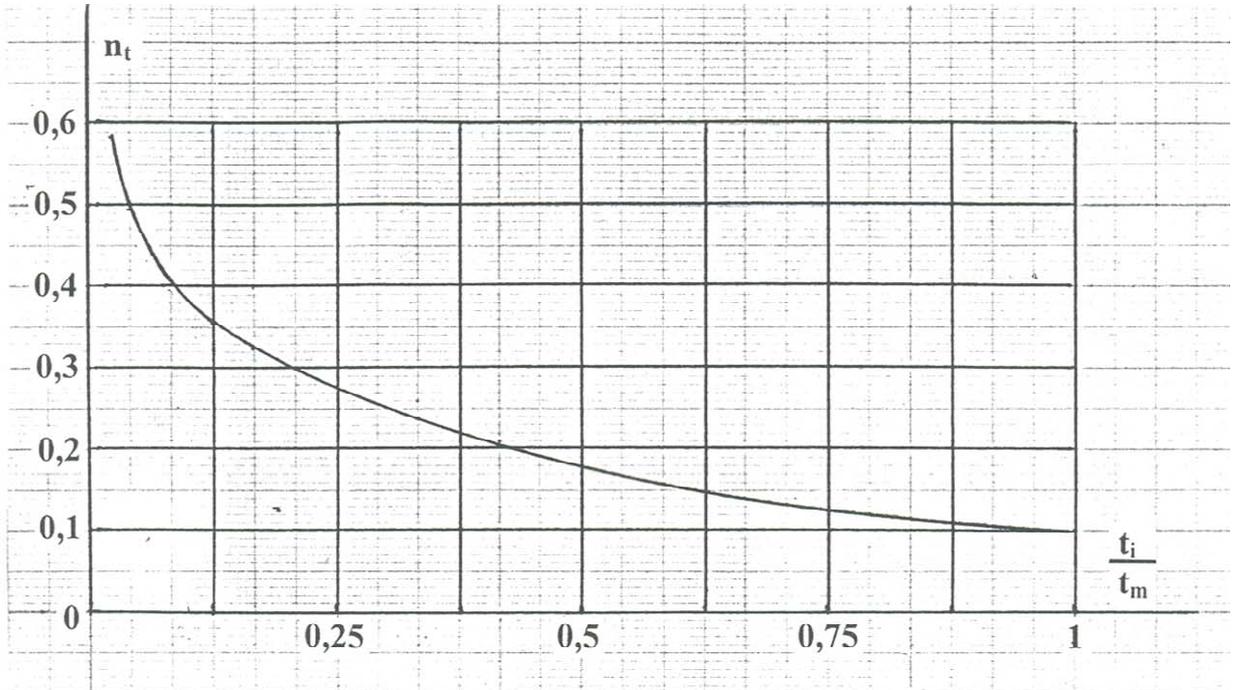


Figure 167 Évolution du paramètre  $n_t$  en fonction du rapport  $t/t_f$

La valeur maximale  $H_f$  de la profondeur de la zone active peut être définie, de façon générale, d'après :

- la profondeur atteinte par l'humidification ;
- l'épaisseur de la couche de sol gonflant ;
- la profondeur dans le sol où la pression de gonflement devient égale à la contrainte totale verticale due au poids propre du sol :  $\sigma_g = \sigma_{v0}$  ;
- les valeurs connues de la vitesse moyenne de déplacement du front de gonflement  $v$  et de la durée d'humidification  $t$  :  $H_f = vt$  (Sorochan, 1989).

La relation entre le front de gonflement et le front d'humidification présentée ci-dessus correspond aux conditions particulières du site expérimental d'Ouarzazate où la couche de sol gonflant a une épaisseur limitée et repose sur une couche d'argileuse sableuse sans propriétés de gonflement.

## 6.5 Comportement du sol gonflant lors de son humidification

Les mesures de soulèvement des fondations et des tassomètres ont été effectuées tous les jours à la même heure (11h) à partir du début de l'humidification. Le système d'alimentation en eau a permis d'assurer une humidification relativement rapide et uniforme du sol.

La figure 168 présente les résultats des mesures au cours du temps du gonflement du sol au moyen des tassomètres placés à différentes profondeurs sous le fond de l'excavation.

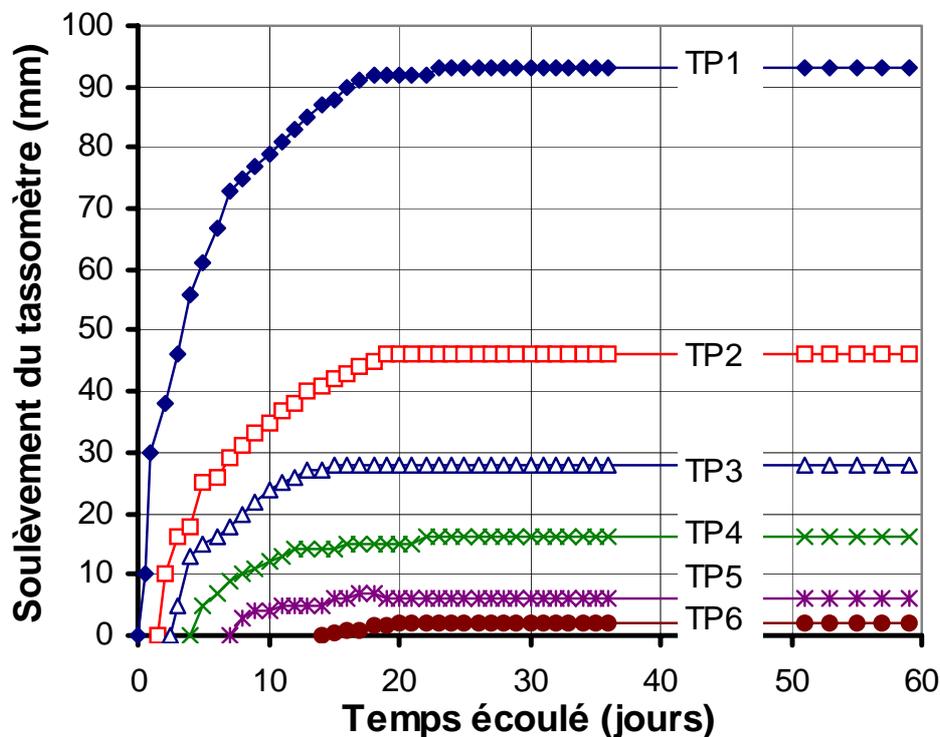


Figure 168. Déplacements verticaux du sol mesurés à différentes profondeurs pendant le processus d'humidification (tassomètres TP1 à TP6)

L'analyse des courbes de gonflement par couches du sol au cours du temps montre que l'amplitude du gonflement s'amortit relativement rapidement quand la profondeur augmente.

La figure 168 montre que le premier tassomètre qui indique des gonflements est celui situé à la surface du sol. Les autres tassomètres se soulèvent à leur tour au fur et à mesure de la pénétration du front de gonflement dans le sol. Les déformations de gonflement deviennent négligeables au même moment (24 heures) indépendamment de la date de leur début. Ainsi, les tassomètres de profondeur TP2, TP3, TP4, TP5 et TP6 ont commencé leur soulèvement avec un décalage de  $\Delta t = 1,47$  jour, 2,65 jours, 4,2 jours, 7 jours et 14,25 jours par rapport au début de l'humidification.

Les mesures effectuées pendant l'humidification du sol ont fourni des valeurs du soulèvement en fonction de la profondeur pour différentes profondeurs de la zone active. Ces résultats sont représentés sur la figure 169, qui a été construite à partir des courbes de la figure 168.

La figure 170 présente les courbes d'évolution du soulèvement des fondations FS-1, FS-2, FS-3 et FS-4 en fonction du temps écoulé depuis le début de l'humidification. La forme de ces courbes est très proche de celle des courbes de gonflement libre du sol (figure 168). La durée du gonflement est aussi de 24 jours. Les amplitudes sont par contre un peu plus faibles à cause de l'influence du poids des fondations (45 kN).

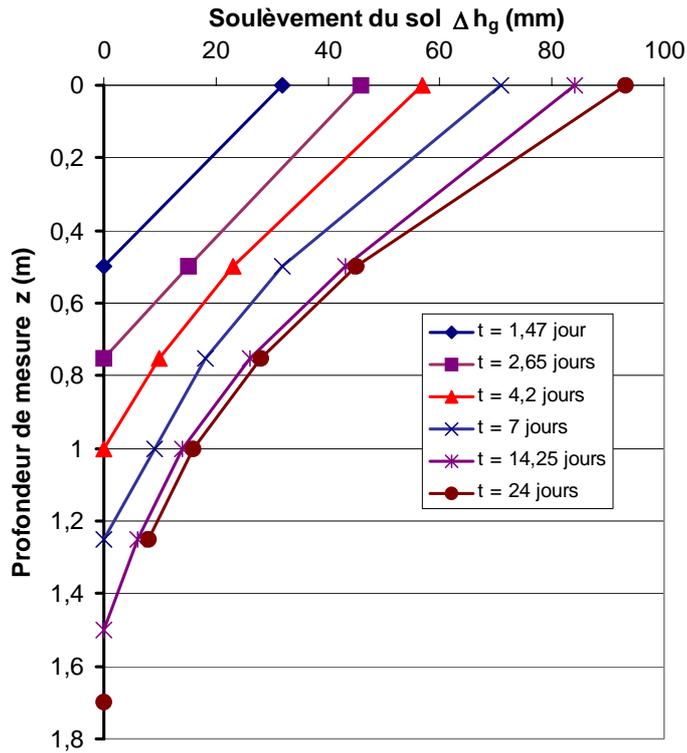


Figure 169. Évolution au cours du temps du soulèvement du sol à différentes profondeurs (d'après les courbes de la figure 168)

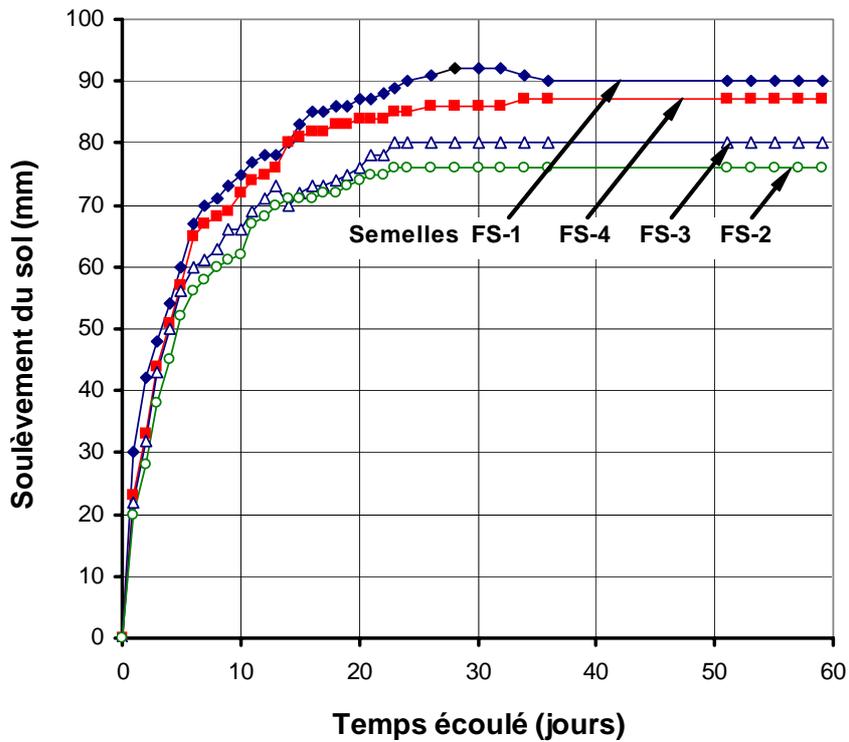


Figure 170. Évolution du soulèvement des fondations FS-1 à FS-4 en fonction de la profondeur et du temps

Les différences d'amplitude des soulèvements des quatre fondations sont liées à l'épaisseur de la zone active sous la fondation, qui valait :

Fondation	FS-1	FS-2	FS-3	FS-4
Zone active	1,7 m	1,6 m	1,5 m	1,45 m

Nous disposons de deux séries de courbes d'évolution de l'amplitude du gonflement libre du sol en laboratoire (figure 112) et sur le site expérimental (figure 170). On peut déterminer la vitesse de gonflement du sol à un temps  $t$  quelconque, à partir des courbes en utilisant la formule 5.5. Les valeurs des vitesses ne peuvent être comparées directement puisqu'elles se rapportent à des conditions différentes. Il faut d'une part analyser l'amplitude finale du gonflement dans les deux cas et d'autre part, comme on l'a déjà admis pour l'étude en laboratoire, étudier séparément la fonction d'évolution du gonflement au cours du temps.

On peut relier le comportement déterminé en laboratoire (équation 5.2) avec le comportement du massif du site expérimental en calculant le gonflement de la surface du sol par intégration de l'équation 5.2 sur l'épaisseur de la zone active. Cette intégration se fait en tenant compte de l'évolution avec la profondeur de la contrainte totale verticale  $\sigma_z$  et d'une autre fonction  $(1-z/H_a)$  qui décrit l'observation que le gonflement n'a pas la même intensité sur l'épaisseur de la couche active. Cette fonction est discutée plus loin. L'intégration de la fonction de gonflement a été effectuée numériquement, en découpant le sol en couches. L'expression 6.4 est pour cette raison écrite pour la  $i$ -ème couche du sol :

$$\Delta h_{gi} = \varepsilon_{go} \int_{z_{i-1}}^{z_i} \left(1 - \frac{\sigma_{zi}}{\sigma_{gi}}\right)^n \left(1 - \frac{z}{H_a}\right)^m dz \quad (6.4)$$

où

$\varepsilon_{go}$  est la valeur de la déformation relative de gonflement libre à l'œdomètre,  
 $\sigma_{zi}$  est la contrainte verticale totale au milieu de la couche, créée par le poids volumique du sol et par la diffusion de la charge appliquée en surface par la fondation ;

$n$  est un paramètre de la loi de variation de la déformation avec la pression  $\sigma_z$  ;

$m$  est un paramètre de la fonction décrivant l'influence du temps ;

$z_{i-1}$  et  $z_i$  sont les profondeurs des limites de la  $i$ -ème couche ;

$\sigma_{gi}$  est la pression de gonflement du sol dans la  $i$ -ème couche ;

$z$  est la variable d'intégration (profondeur courante dans la couche),

$H_a$  est la profondeur de la zone active.

Après transformation, on obtient l'équation discrétisée de calcul du gonflement final :

$$\Delta h_{go} = \varepsilon_{go} \sum_{i=1}^k \left[ 1 - \frac{ab}{(a + 2z_i \tan \beta)(b + 2z_i \tan \beta)} \frac{\sigma_a}{\sigma_{gi}} - \frac{\gamma z_i}{\sigma_{gi}} \right]^n \left(1 - \frac{z_i}{H_a}\right)^m h_i \quad (6.5)$$

où

$a$  et  $b$  sont les longueurs des côtés de la semelle de fondation ;

$\sigma_a$  est la pression transmise au sol par la fondation ;

$z_i$  est la profondeur de la base de la couche  $i$ ,

$\gamma$  est le poids volumique du sol,

$\beta$  est l'angle de diffusion de la charge dans le sol.

L'influence du temps peut être représentée par la même fonction que pour l'étude en laboratoire (équation 5.3). On obtient finalement :

$$\Delta h_g(t) = \Delta h_{go} \left( \frac{t}{t_f} \right)^{m_t} \quad (6.6)$$

ou

$$\Delta h_g(t) = \varepsilon_{go} \left( \frac{t}{t_f} \right)^{m_t} \sum_{i=1}^k \left[ 1 - \frac{ab}{(a + 2z_i \tan \beta)(b + 2z_i \tan \beta)} \frac{\sigma_a}{\sigma_{gi}} - \frac{\gamma z_i}{\sigma_{gi}} \right]^n \left( 1 - \frac{z_i}{H_a} \right)^m h_i . \quad (6.7)$$

Cette équation 6.7 possède un caractère universel et est valable tant pour le gonflement en place que pour le gonflement en laboratoire. Pour décrire le cas d'une éprouvette œdométrique, il convient d'éliminer l'effet de la dispersion de charges ( $\tan \beta = 0$ ) et de négliger l'influence du poids volumique du sol. L'expression (6.7) peut être écrite avec une seule couche d'épaisseur  $h$  égale à la hauteur de l'éprouvette œdométrique, soit :

$$\Delta h_g(t) = \varepsilon_{go} \left( \frac{t}{t_f} \right)^{m_t} \left[ 1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_{gi}} \right]^n h \quad (6.8).$$

Cette équation est identique à l'équation (5.3) introduite dans le chapitre 5.

La détermination de la durée maximale du gonflement du sol est relativement facile à déterminer en laboratoire, mais il est très compliqué de la déterminer sur le terrain. Dans la théorie de la consolidation des sols, il est connu que le temps nécessaire pour obtenir un degré de consolidation donné est proportionnel au carré de l'épaisseur de la couche. Cette relation permet d'extrapoler le tassement mesuré en laboratoire au tassement de couches de sols. Pour tenir compte de divers facteurs absents de la théorie de base, on peut écrire la relation du temps et de l'épaisseur des couches sous la forme plus générale (Berezantsev et al., 1961) :

$$\frac{t_1}{t_2} = \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^\lambda \quad (6.9)$$

Nous proposons d'utiliser une relation de la même forme pour décrire l'évolution de la durée du gonflement en fonction de l'épaisseur de la zone active  $H_a$  ou de l'épaisseur de l'éprouvette en laboratoire  $h_{lab}$  :

$$\frac{t_f^{nat}}{t_f^{lab}} = \left( \frac{H_a}{h_{lab}} \right)^\lambda \quad (6.10)$$

Berezantsev et al. (1961) ont noté que le coefficient  $\lambda$  de l'équation (6.10) est généralement compris entre 0 et 2. Nous avons trouvé qu'il vaut 0,935 dans les essais que nous avons réalisés.

À titre d'exemple, les données des essais de gonflement de l'argile de Ouarzazate analysées au chapitre 5 (figure 111) la durée du gonflement de l'argile était de 520 minutes.

Si l'on considère que l'épaisseur de la zone active sous la semelle FS-1 vaut 170 cm, la formule (6.10) nous indique que la durée du gonflement sera de :

$$t_f^{nat} = t_f^{lab} \left( \frac{H_a}{h_{lab}} \right)^\lambda = 520 \left( \frac{170}{1,9} \right)^{0,935} = 34740,7 \text{ min} = 24,1 \text{ jours.}$$

Cette valeur est en bon accord avec la durée observée du soulèvement de cette fondation.

L'expression (6.5) permet donc de déterminer la distribution des gonflements dans la zone active pour différentes valeurs de la charge appliquée à la surface du sol. En fonction du rapport des valeurs de  $\sigma_a$  et  $\sigma_g$ , la forme de ces courbes est différente, comme l'est aussi l'amplitude du gonflement.

## 6.6 Comportement des fondations sur sol gonflant saturé

Après l'essai de chargement statique par paliers exécuté sur la fondation FS-1 lorsque le sol était encore dans son état naturel initial, un nouvel essai de chargement a été réalisé après la fin de l'humidification du sol.

La charge a été appliquée à la fondation selon les paliers suivants :  $p_1 = 1$  MPa,  $p_2 = 2$  MPa,  $p_3 = 3$  MPa, ...  $p_{10} = 10$  MPa, ce qui correspondait à des forces  $Q_1 = 38$  kN,  $Q_2 = 76$  kN,  $Q_3 = 114$  kN, ...  $Q_{10} = 380$  kN dans le piston du vérin.

La charge a été appliquée de façon analogue au premier chargement (section 6.3). Pendant toute la durée de l'essai, le niveau de l'eau dans l'excavation a été maintenu constant et l'essai a duré en tout pendant 210 heures (du 7 au 16 juillet 2003). Les figures 171 et 172 montrent différentes vues du site expérimental pendant l'essai.



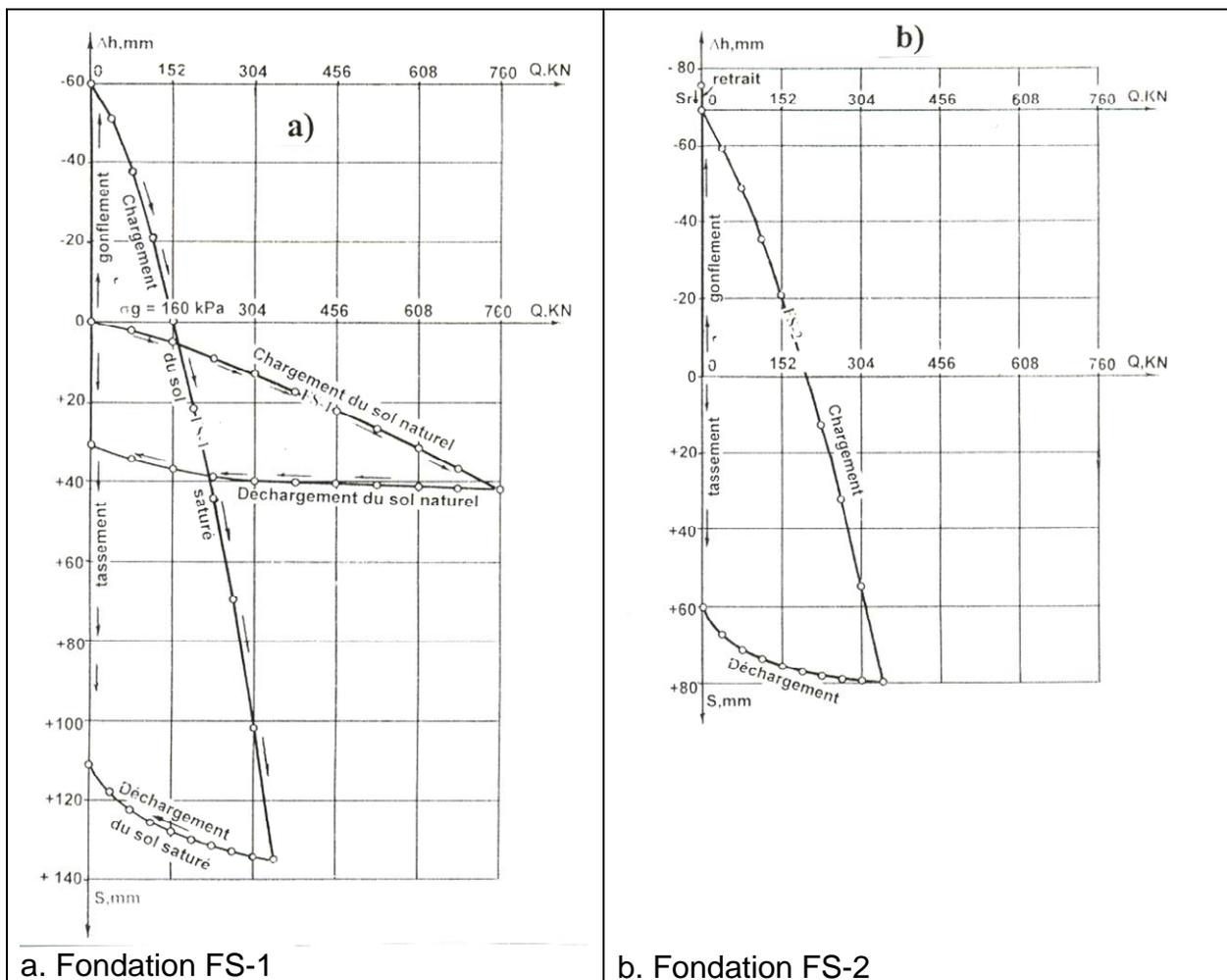
Figure 171. Vue du site expérimental pendant le second essai de chargement de la fondation FS-1 (juillet 2003)



Figure 172. Poste de mesure et équipement de la fondation FS-1

Lors du premier essai de chargement de la fondation FS-1, la teneur en eau du sol était de 12,54%, tandis qu'elle valait 32% pour le sol saturé et le soulèvement de la fondation pendant l'humidification du sol a eu une amplitude de 90 mm.

La figure 173 présente les courbes de chargement et de déchargement des quatre fondations superficielles FS-1, FS-2, FS-3 et FS-4, après leur soulèvement initial.



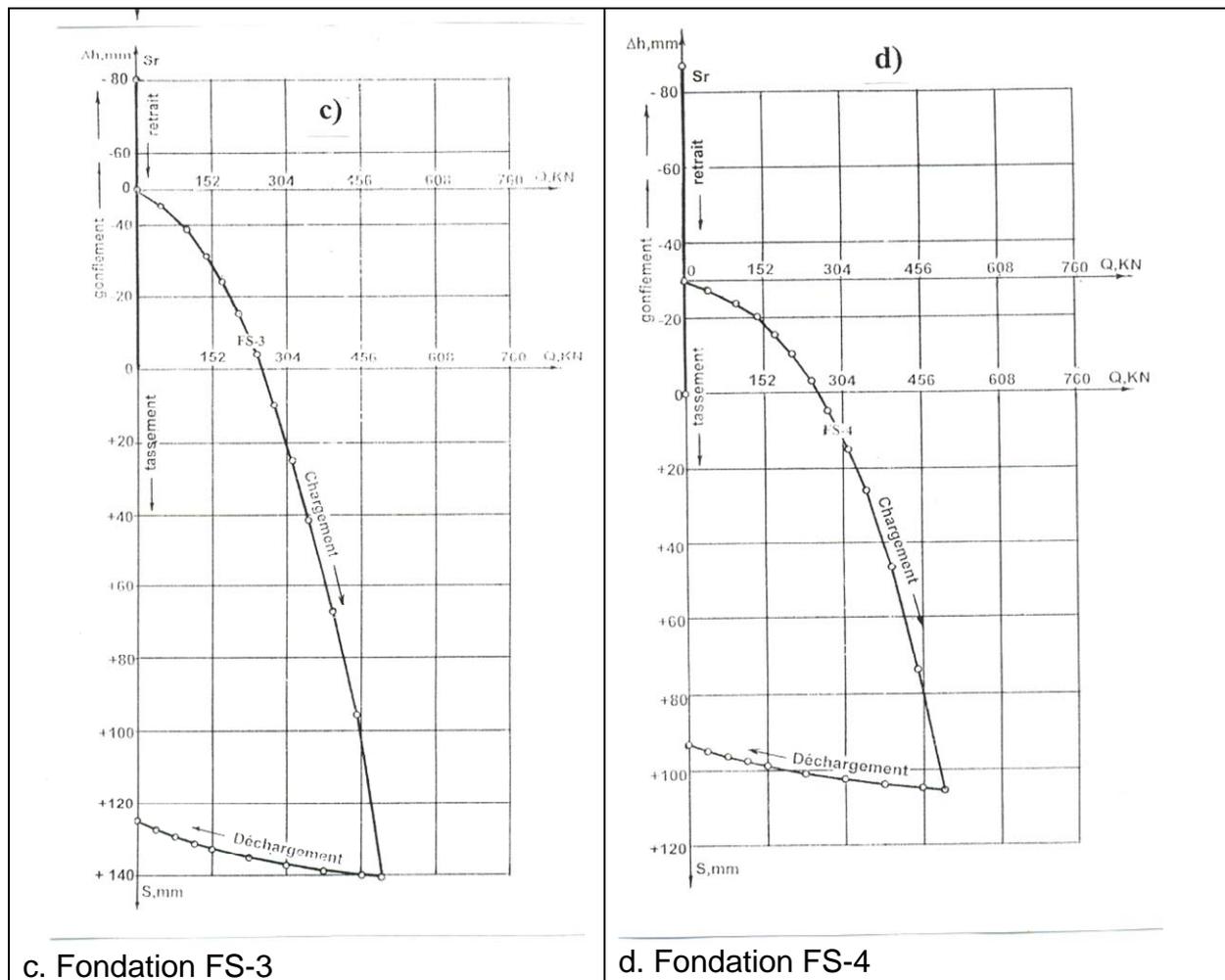


Figure 173. Déplacements verticaux des fondations superficielles pendant l'humidification du sol et pendant les essais de chargement par paliers

On peut noter que les deux courbes de tassement de la fondation FS-1 ont une forme pratiquement linéaire et qu'elles diffèrent essentiellement par la pente. Ainsi, si l'on multiplie l'échelle horizontale de la courbe de tassement après humidification par 7,6, on obtient une coïncidence presque parfaite avec la courbe obtenue sur le sol naturel. Le sol après humidification est donc 7,6 fois moins résistant que le sol initial. Pour leur part, les déformations de déchargement sont 2,5 fois plus grandes.

Les essais sur FS-2, FS-3 et FS-4 ont été réalisés pendant la phase de désaération du sol, après l'arrêt de l'alimentation en eau dans l'excavation. Ils correspondent par conséquent à des distributions de teneurs en eau plus faibles sur le site. Les teneurs en eau mesurées à 20 cm de profondeur par rapport à la surface de l'argile avaient les valeurs suivantes au moment des essais (chaque essai durait de 7 à 10 jours) :

Fondation	Date de l'essai	Teneur en eau (-20cm)	Soulèvement initial (humidification)	Tassement avant essai (retrait dû au séchage)
FS-2	Sept 2003	27%	76 mm	5,73 mm
FS-3	Mars 2004	20%	87 mm	29 mm
FS-4	Sept 2004	16%	80 mm	50 mm

Le tableau 13 regroupe les valeurs des modules calculées à partir des courbes de tassement de la figure 173, pour les fondations FS-2, FS-3 et FS-4. On voit que l'augmentation de la teneur en eau du sol fait diminuer le module de déformation d'un facteur 80 dans toutes les étapes de chargement. Des éprouvettes supplémentaires ont été prélevées dans le sol en cours de désaturation à 20 cm de profondeur pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement du sol en fonction de sa teneur en eau. Les valeurs suivantes ont été trouvées :

Teneur en eau $w$ (%)	12,5	16	20	27	32
Angle $\varphi$ (degrés)	32	30	27	26	24

La teneur en eau était déterminée directement sur le site (laboratoire du LPEE) et les éprouvettes étaient transportées rapidement à Casablanca pour les essais de cisaillement. La valeur de l'angle de frottement interne est plus faible que dans le chapitre 6, probablement parce que le sol avait séché avant les essais du chapitre 6.

Tableau 13. Variations du module de déformation  $E$  (module d'Young en kPa) en fonction de l'intervalle de chargement (kPa) et de la teneur en eau (valeur à -20 cm)

$\sigma_a$ (kPa)	50	100	140	175	210	245	280	315	350
$w$ (%)									
12,5	16100	15150	14490	13825	13350	12850	12375	11930	11600
16	9600	8000	6900	6200	5600	5100	4600	4200	3850
20	5800	4950	4300	3850	3450	3100	2800	2500	2250
27	2150	1980	1880	1800	1725	1670	1585	1525	1470
32	1900	1780	1660	1560	1470	1400	1330	1272	1220

Il faut noter que les données expérimentales qui ont été analysées ici concernent le comportement du sol en cours de désaturation et que les conclusions ne peuvent être extrapolées directement au comportement d'un massif de sol en cours de saturation.

## 6.7 Conclusion

Les études réalisées sur le site expérimental d'Ouarzazate ont permis de valider des dispositions expérimentales innovantes et de tirer les conclusions présentées dans ce qui suit :

1. Le système utilisé pour la saturation contrôlée du massif de sol s'est avéré très efficace et a rempli tous ses objectifs, comme toutes les dispositions prises pour les mesures et les essais de chargement dans des conditions climatiques difficiles.
2. Les mesures effectuées pendant l'humidification du sol ont permis de caractériser le gonflement libre du sol et son gonflement empêché par la présence des fondations non chargées et d'établir des formules analytiques pour le calcul de l'amplitude et de la vitesse du gonflement du sol.
3. Des données ont été rassemblées sur le gonflement du sol par couches sous l'effet de son propre poids.
4. Les propriétés de déformabilité et de résistance du sol dans son état naturel et après saturation ont été établies. Elles diminuent sensiblement pendant la saturation du sol.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Les différents chapitres de ce mémoire ont analysé des aspects complémentaires de l'étude du gonflement des sols argileux et de leur interaction avec les fondations superficielles. Nous proposons d'en retenir les principales conclusions suivantes.

1. Les sols argileux sensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait sont très répandus sur tous les continents. Les minéraux argileux les plus fréquents, comme la kaolinite, l'illite et la montmorillonite, participent tous à la constitution des argiles gonflantes et se rencontrent dans des proportions différentes dans toutes les régions du monde, de sorte que tous les sols argileux ne sont pas gonflants de la même façon. On trouve des sols gonflants dans toutes les régions du Maroc, sous forme de dépôts distincts.

2. Le gonflement d'un sol argileux est la somme du gonflement intra-agrégat, provoqué par la fixation de molécules d'eau dans l'espace qui sépare les paquets de particules, et du gonflement inter-agrégats, provoqué par la formation d'une enveloppe d'eau fortement et faiblement liée autour des particules ou de leurs agrégats, sous l'influence de forces intermoléculaires, qui se divisent en forces électrostatiques, forces de dispersion et forces d'induction. Tous les types de liaisons structurelles de cimentation s'opposent au gonflement du sol. Ainsi, la pression de gonflement est la différence entre la pression d'écartement des particules due aux enveloppes hydratées des particules et la cohésion structurelle du sol.

3. La valeur importante des déformations non linéaires de gonflement et de retrait, qui peuvent atteindre plusieurs dizaines de centimètres, pose des problèmes spécifiques pour le calcul des déformations, mais aussi pour le calcul des résistances à l'équilibre limite.

4. Beaucoup de recherches ont été consacrées à la prévision du comportement des sols gonflants lors de leur humidification à partir des limites d'Atterberg, en utilisant les essais de laboratoire les plus simples et des relations empiriques élémentaires. Mais on peut considérer les résultats de l'application de ces formules comme insatisfaisants. La meilleure méthode de détermination du gonflement potentiel d'un sol dans la pratique n'est pas d'utiliser des voies indirectes mais de déterminer directement les valeurs des paramètres recherchés, d'après les résultats d'essais d'humidification en laboratoire ou en place permettant d'établir directement la relation entre le gonflement du sol et la charge externe appliquée.

5. Les processus de gonflement et de retrait dépendent tous les deux du temps. Ainsi, la déformation de gonflement se prolonge après la fin de l'aspiration de l'eau par le sol, tandis que la déformation de retrait s'arrête avant que les variations de teneur en eau ne cessent.

6. Les valeurs des caractéristiques mécaniques  $E$ ,  $\varphi$  et  $c$  diminuent pour tous les sols gonflants lors de leur humidification.

7. Le problème de la détermination des déformations de gonflement et de retrait des sols argileux est pour ces différentes raisons complexe et ces deux phénomènes

sont deux aspects d'un même processus de variation de la teneur en eau dans le sol pour différentes valeurs de la charge appliquée.

8. L'humidification des sols sous les fondations des bâtiments a deux origines principales :

- l'humidification du sol à partir de la surface, du fait des précipitations atmosphériques,
- l'humidification du sol depuis l'intérieur du massif, à cause de fuites dans les canalisations.

9. L'eau qui pénètre dans le sol peut se déplacer horizontalement dans le sens de la pente de la couche d'argile. La migration de l'eau est facilitée par la présence dans le massif de sols de sels facilement solubles et de couches plus perméables. Les distances atteintes peuvent être importantes et présenter un certain danger pour les bâtiments voisins.

10. La rupture des bâtiments peut se produire selon deux schémas principaux :

- rupture périphérique dans le cas où les parties extrêmes des fondations se soulèvent ;
- rupture centrale dans le cas où le gonflement du sol et le soulèvement des fondations se produisent dans la partie centrale du bâtiment.

11. Le gonflement uniforme du sol et le soulèvement uniforme des fondations ne créent pas d'efforts supplémentaires dans les structures des ouvrages. Par contre, le gonflement non uniforme du sol, qui provoque un soulèvement non uniforme de la fondation, est une source de danger sérieuse pour les fondations car il induit dans la structure des efforts et déformation non uniforme supplémentaires dans les fondations et dans la structure de l'ouvrage. La prévision de la forme de la surface libre des massifs de sols gonflants a pour cette raison été l'objet de recherches spéciales.

12. Le processus de gonflement des sols évolue au cours du temps. Le gonflement du sol dépend des déplacements de l'eau dans le sol et de son adsorption sur les particules d'argile. Ces deux processus (écoulement de l'eau libre dans les pores et adsorption) sont de nature différente et évoluent avec des vitesses différentes. Ils déterminent les vitesses horizontale et verticale de déplacement du front de gonflement dans le sol, c'est-à-dire l'évolution des dimensions de la zone active.

13. Nous considérons que les efforts internes et déformations supplémentaires de la poutre de fondation en cas d'humidification non uniforme du sol sont dus à la redistribution de la réaction du sol sous la poutre et à sa concentration dans les zones de gonflement. Nous avons établi dans cette hypothèse des solutions pour les deux problèmes les plus fréquents de fondations superficielles sur sols gonflants, qui correspondent à deux modes de déformation du massif de sol :

- le gonflement du sol sous les extrémités de la fondation ;
- le gonflement du sol sous le centre de la fondation.

Deux exemples de calcul réalisés avec ces formules de calcul ont été développés. Les courbes de variation des moments fléchissants, des efforts tranchants et des déformations de la poutre pendant l'humidification du sol sont présentées. Les valeurs des efforts de déformations supplémentaires créés par le gonflement du sol commencent par augmenter puis diminuent jusqu'à retrouver leur valeur initiale.

14. La diffusion des contraintes dans un massif du sol est classiquement regardée comme indépendante des propriétés physiques et mécaniques des sols, ce qui diffère sensiblement des données expérimentales. La distribution des contraintes devient plus logique si la diffusion dépend du type de sol, de son état et de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Nous avons obtenu la solution du problème mixte de la résistance plastique et élastique d'un massif du sol possédant différentes capacités de diffusion des contraintes sous la fondation superficielle. Nous avons aussi déterminé les amplitudes de tassement ou gonflement d'un sol multicouche.

15. L'étude de la littérature et les études expérimentales réalisées sur l'argile d'Ouarzazate permettent de tirer les conclusions suivantes :

- lors de la prévision du comportement d'un sol gonflant il est indispensable de prendre en compte la possibilité de soulèvement du sol et de l'ouvrage par suite du gonflement du massif de sol lors de son humidification, mais aussi la possibilité de tassements localisés de l'ouvrage si la pression qu'il applique est supérieure à la pression de gonflement du sol ou bien à cause de la dégradation des propriétés physiques et mécaniques du sol lors de son humidification ;
- lors de l'évaluation du caractère gonflant des sols argileux, il faut tenir compte de l'ensemble des particules fines (dimensions inférieures à  $80\mu\text{m}$ ) et pas seulement des particules argileuses (dimensions inférieures à  $2\mu\text{m}$ ) ;
- la méthode la plus efficace pour évaluer le risque de gonflement d'un sol consiste à mesurer directement les paramètres cherchés en laboratoire ou en place, en établissant la relation expérimentale entre l'amplitude du gonflement du sol et la pression appliquée, et non à procéder de façon indirecte, par exemple à partir des limites d'Atterberg ;
- les études expérimentales en laboratoire ont permis d'établir les lois de gonflement de l'argile d'Ouarzazate dans le cas du gonflement libre et dans le cas du gonflement sous charge. Des expressions analytiques ont été obtenues pour ces lois ;
- il a été établi expérimentalement que les déformations de gonflement et de déchargement à l'œdomètre sont influencées par la vitesse de chargement et la vitesse de déchargement des éprouvettes et aussi par la capacité naturelle du sol à restaurer les liaisons structurelles (dont les liaisons d'adsorption) entre ses particules ;
- le processus de gonflement qui se produit en cas d'humidification continue du sol combine deux processus non stationnaires parallèles : l'absorption d'eau dans les pores du sol et la modification des contraintes dans le squelette, selon la théorie capillaire de Terzaghi, d'une part, et la pénétration de l'eau à l'intérieur des agrégats argileux, d'autre part ;
- lors de l'humidification des argiles gonflantes et du développement des couches diffuses autour des particules minérales d'argile, il se produit une rupture des liaisons structurelles entre les particules, ce qui détériore les caractéristiques de déformabilité et de résistance du sol. Le module de déformation du sol et son angle de frottement interne diminuent sensiblement et la cohésion est réduite à pratiquement zéro.

16. Les études réalisés sur le site expérimental d'Ouarzazate ont permis de valider des dispositions expérimentales innovantes et de tirer les conclusions présentées dans ce qui suit :

- le système utilisé pour la saturation contrôlée du massif de sol s'est avéré très efficace et a rempli tous ses objectifs, comme toutes les dispositions prises pour les mesures et les essais de chargement dans des conditions climatiques difficiles ;
- les mesures effectuées pendant l'humidification du sol ont permis de caractériser le gonflement libre du sol et son gonflement empêché par la présence des fondations non chargées et d'établir des formules analytiques pour le calcul de l'amplitude et de la vitesse du gonflement du sol ;
- des données ont été assemblées sur le gonflement du sol par couches sous l'effet de son propre poids ;
- les propriétés de déformabilité et de résistance du sol dans son état naturel et après saturation ont été établies. Elles diminuent sensiblement pendant la saturation du sol.

Ces travaux n'ont pas résolu tous les problèmes de conception et calcul des fondations superficielles sur sols gonflants, mais ils ouvrent des voies vers une meilleure application des méthodes courantes de calcul des fondations superficielles reposant sur ces sols et donnent des éléments pour aller vers un calcul complet des structures en tenant compte des déformations de gonflement du sol.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdullah W.S., Basma A., Ajlouni M. (2000). Soil structure influence on the heave reduction factor. *In : Unsaturated soils for Asia, Rahardjo, Toll and Leong (Editors)*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1392, pp. 621-626.
- Aitchison G.D. (1969). Soil suction in foundation design. *Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*, vol.I, pp. 1-8.
- Aitchison G.D. (1973). The quantitative description of the stress deformation behaviour of expansive soils. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, Haifa*, pp. 77-113.
- Aitchison G.D., Martin R. (1973). Long term observations of deformations in structures founded on expansive clays in South Australia. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, Haifa*, pp.62-78.
- Alimi-Ichola I. (1991). Influence de la méthodologie d'essai sur les paramètres caractérisant le gonflement des « tirs » du Maroc. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris*, n° 171, pp. 47-56.
- Altmeyer W.-T. (1955). Discussion of "Engineering properties of expansive clays". *Proceedings ASCE*, vol. 81, March 1955, Separate n°658, pp. 658-17 à 658-19.
- Al-Shamrani M.A., Al-Maidib A.I. (2000). Vertical swelling of expansive soils under fully and partially lateral restraint conditions. *In : Unsaturated soils for Asia, Rahardjo, Toll and Leong (Editors)*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1392, pp. 627-632.
- Amar S., Pilot G. (1995). *Fondations superficielles*. Cours de mécanique des sols. Enseignement T6-T9 : Fondations et soutènements. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. C246 :1-C246-12.
- ASTM (1996). Standard D4546-96 – Standard test method for one-dimensional swell or settlement properties of cohesive soils. *ASTM Standards Annual Book*, 04-08, 1997.
- Bao C.G., Liu T.H. (1988). Some properties of shear strength of Nanyang expansive clay. *Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China*, International Academic Publishers, pp. 543-546.
- Belanteur N., Tacherifet S., Pakzas M. (1997). Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées. *Revue Française de Géotechnique*, n° 78, pp. 31-50.

- Ben Bouziane J., Khalid R., Sahli M. (2003). Étude de la pression de gonflement de deux sols argileux compactés statiquement par rapport aux contraintes de compactage. *Comptes rendus, 13<sup>ème</sup> Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Marrakech*, pp. 381-387.
- Berezantsev V.G., Kcenofontov A.I., Platonov E.V., Sidorov N.N., Yaroshenko V.A. (1961). *Mécanique des sols et fondations* (en russe : Mekhanika gruntov, osnovaniya i fundamenty). Moscou, Éditions du Ministère des Voies de Communications, Transzheldorizdat, 340 pages.
- Boussinesq J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Éditions Gautier-Villars, Paris.
- BRAB (1959). *Design criteria for residential slabs-on-ground*. Building Research Advisory Board, National Research Council, US National Academy of Sciences Publication 657.
- BRAB (1962). *Design criteria for residential slabs-on-ground*. Building Research Advisory Board, National Research Council, US National Academy of Sciences Publication 1077.
- BRAB (1968). *Criteria for selection and design of residential slabs-on-ground*. Building Research Advisory Board, National Research Council, US National Academy of Sciences Publication 1571.
- Brackley I.J.A. (1975). Swell under load. *Proceedings, 6<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban*, Vol. 1, pp. 65-70.
- Brackley I.J.A. (1983). An empirical equation for prediction of clay heave. *Proceedings, 7<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa*, pp. 8-14.
- Cassan M. (1978). *Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 1*. Éditions Eyrolles, Paris, pp. 269-304.
- Chapman D.L. (1913). *Phil. Mag.*, vol. 25, pp. 475-sq.
- Chen F.H. (1965). The use of piers to prevent the uplifting of lightly loaded structures founded on expansive soils. In: *Engineering effects of moisture changes in soils. Concluding Proceedings, International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A&M Press*, pp. 152-171.
- Chen F.H. (1975). *Foundations on expansive soils*. Developments in Geotechnical Engineering, vol. 12. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Oxford -New York, , 280 pages.
- Chen X.Y., Zhou Z.P. (1988). On properties of expansive soils in Wuhan, China. *Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China*, International Academic Publishers, pp. 564-567.

- Chu T., Mou C.H. (1973). Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel.*
- Daoudi L., El Mountassir M., Boumaiz M. (2003). Propriétés géotechniques et minéralogiques des sols de la région de Ouarzazate. *Comptes-rendus, 13<sup>ème</sup> Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Marrakech*, pp. 355-362.
- Dawson R.F. (1953). Movement of small houses on an expansive clay soil. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, vol. 1, pp. 346-350.
- Dawson R.F. (1955). Discussion on "Engineering properties of expansive clays". *Proceedings, ASCE*, vol. 81, Separate 657, pp. 657-15 à 657-18.
- Dawson R.F. (1959). Modern practices used in the design of foundations for structures on expansive soils. *Quarterly of the Colorado School of Mines*, vol. 54, n°4, pp. 67-887.
- De Bruijn C.M.A. (1955). The mechanism of heaving. *Transactions, South-African Institution of Civil Engineering*, vol. 5, pp. 273-278.
- De Bruijn C.M.A. (1965). Annual redistribution of soil moisture suction and soil moisture density beneath two different surface cover and the associated heaves at the Onderstepoort test site near Pretoria. *In Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath Covered Areas. Butterworths, Sydney*, pp. 122-134.
- Deryagin B.V., Nerpin S.V. (1954). *Doklady Akademii Nauk SSSR*, vol. 99;1029, Moscou.
- Deryagin B.V., Nerpin S.V. (1961). *Les phénomènes de surface en mécanique des sols. Recherches dans le domaine des forces superficielles* (en russe : Poverkhnostnye yavleniya v mekhanike gruntov. Issledovaniya v oblasti poverkhnostnykh sil). Izd. Akademij Nauk SSSR, Éditions de l'Académie des Sciences de l'URSS, Moscou, 156 pages.
- Didier G. (1972). Étude du gonflement cristallin des montmorillonites. *Bulletin du Groupe Français des Argiles*, n°24, pp. 99-110.
- Didier G., Laréal P., Gielly J. (1983). Prévion du potentiel et de la pression de gonflement des sols. *Comptes-rendus, 8ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Moscou*, vol. 2.2, pp. 67-72.
- Donaldson G.W. (1969). The occurrence of problems of heave and the factors affecting its nature. *Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A&M Press*, pp. 207-217.
- Driscoll R. (1983). The influence of vegetation on swelling and shrinkage of clay soils in Britain. *Géotechnique*, vol. 33, n°2, pp. 93-105.

- DTU 13.12 (1988). *Document technique unifié (DTU) n°13.12. Règles pour le calcul des fondations superficielles* (12p.), Mars 1988 Erratum (1p.) CSTB, Paris (référence AFNOR, p.11-711).
- Ejjaaouani H. (1986). Calcul des tassements tenant compte de la rigidité de la structure. *Journal Marocain de Géotechnique et de Travaux de Fondations*, N°1, octobre, pp. 43-55.
- Ejjaaouani H. (2006). Les sols argileux gonflants lors de l'humidification. *Revue Marocaine du Génie Civil*, n°113, p.p. 2-12.
- Ejjaaouani H. (2006). Comportement des sols gonflants lors de l'humidification. *Revue Marocaine du Génie Civil*, n° 116, p.p. 2-15.
- Ejjaaouani H. (2007). Désordres des bâtiments lors de l'humidification des sols sensibles. *Revue Marocaine du Génie Civil*, n 119, 2007. pp. 2-16.
- Ejjaaouani H., Magnan J.P. (2005). Comportement des sols gonflants à Ouarzazate. *Revue Marocaine du Génie Civil*, n° 109, pp. 35-41.
- Ejjaaouani H., Shakhirev V. (2007). Calculation of the foundation during wetting. *Proceedings, XIV Congrès Européen de mécanique des sols et de la Géotechnique, Madrid, Espagne.*
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev V. (2000). Calcul des fondations sur sols gonflants. *Revue Marocaine du Génie Civil*, n° 89, pp. 2-18.
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev V. (2003a). Calcul des efforts dans une semelle filante sur sol gonflant. *Comptes rendus, 13<sup>ème</sup> Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Marrakech, Maroc*, pp. 395-403.
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev V., Mowgli S. (2003b). Comportement des sols gonflants à Ouarzazate. *Comptes rendus, 13<sup>ème</sup> Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc*, ISBN 9954-8407-0-2, pp. 363-369.
- Ejjaaouani H, Magnan J.P., Shakhirev .V (2004). Calcul du soulèvement des semelles sur sols gonflants, *Actes du symposium international Fondsup 2003*, Vol.2. Magnan (éd). Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, pp. 393 – 400.
- Ejjaaouani H., Magnan J.P., Shakhirev V. (2005). Évolution des propriétés physiques et mécaniques des argiles gonflantes pendant l'humidification. *Comptes rendus, 16<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique de Mécanique des Sols et de Géotechnique. Osaka, Japon.*
- Ejjaaouani H., Zougagne M., Sahli M., Tabet M. (1994). Étude du comportement des argiles gonflantes. Dimensionnement d'un œdomètre modifié. *La Revue Marocaine du Génie Civil*, n° 49, pp. 34-40.

- El Gamali H., Tabet M., El Hajjam M. (1994). Détermination de la pression de gonflement des sols argileux à l'appareil triaxial. *La Recherche Appliquée au LPEE. Bilan 1994*, pp. 37-41.
- El-Sohby M.A., Mazen O. (1987). On prediction of swelling pressure and deformational behaviour of expansive soils. *Proceedings, 9<sup>th</sup> African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*,
- El-Sohby M.A., Rabaa S.A. (1984). Deformational behaviour of unsaturated soils upon wetting. *Proceedings, 8<sup>th</sup> African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare*, vol. I, pp. 129-137.
- El-Sohby M.A., Rabaa S.A., Aboutaha M.M. (1995). On prediction of swelling and collapsing potential of arid soils. *Proceedings, 11<sup>th</sup> African Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cairo*, pp. 136-144.
- Fascicule 62 – Titre V (1993) Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Fascicule spécial 93-3-BO-MELT, 182 pages..
- Filliat G., et al. (1981). *La pratique des sols et fondations*. Éditions du Moniteur, Paris, 1392 pages.
- Filonenko-Borodich M.M. (1947). *Theoriya uprugosti* (En russe : Théorie de l'élasticité). 3<sup>ème</sup> édition. Gostekhizdat, Moscou.
- Florin V.A. (1959). *Bases de la mécanique de sols* (En russe : Osnovy mekhaniki gruntov). Strojizdat, Moscou, 380 pages.
- Gibbs J.W. (1931). *Collected works*, vol. 1: "Thermodynamics", Longmans, Green and Co., New York, pp. 300-314.
- Goldshtejn M.N. (1952). *Propriétés mécaniques des sols* (En russe : Mekhanicheskie svojstva gruntov). Strojizdat, Moscou, 310 pages.
- Gorbunov-Posadov, M.I. (1949). *Balki i plity na uprugom osnovanii* (En russe : Poutres et dalles sur appui élastique). Moscou, Mashstrojizdat.
- Gorbunov-Posadov M.I. (1953). *Raschet inzhenernykh konstruksij na uprugom osnovanii* (En russe : Calcul des structures sur appui élastique). Moscou, Gostrojizdat.
- Gouy G. (1910). *Journal Phys.*, vol. 9, p. 457-.
- Gouy G. (1917). *Ann. Phys.*, vol. 7, p. 129.
- Grim R.E. (1953, 1968). *Clay mineralogy*. McGraw-Hill Book Co., New York.

- Gromko G.J. (1974). Review of expansive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, June, vol. 100, n°GT6, pp. 667-687.
- Holland J.E. (1981). *The design, performance and repair of heaving foundations*. Swinburne College Press, Melbourne, Australia.
- Holtz R.D., Kovacs W.D. (1991). *Introduction à la géotechnique* (Traduit de l'anglais par J. Lafleur). Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Holtz W.G. (1959). Expansive clay – Properties and problems. *Colorado School of Mines Quarterly*, vol. 54, n° 4, pp. 89-125.
- Holtz W.G., Gibbs H.J. (1954). Engineering properties of expansive clays. *Transactions ASCE*, vol. 80, Separate N°516.
- Holtz, W.G., Gibbs H.J. (1956). Engineering properties of expansive clays. *ASCE Transactions Paper N° 2814*, vol. 121, pp. 641- 663.
- Iltis M. (1979) *Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage*. Thèse de docteur-ingénieur, INSA de Lyon.
- Jennings J.E., Evans G.A. (1962). Practical procedures for buildings in expansive soil areas. *South African Builder*, vol. 4, n°10, October.
- Jones D.E., Holtz W.G. (1973). Expansive soils - The hidden disaster. *Civil engineering, ASCE*, August 1973, vol. 43, n°CE8, p. 49.
- Kassif G., Baker R. (1971). Experimental relation between swell pressure and suction. *Géotechnique*, vol. 21 , N°3, pp. 245-55.
- Kassif G., Livneh M., Wiseman G. (1969). *Pavements on expansive clays*. Jerusalem Academy Press, Jerusalem, Israel.
- Katti R.K. (1988). Shear strength and earth pressure in expansive soils. *Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China*, International Academic Publishers, pp. 75-110.
- Kelvin (Lord) (1848). Note on the integration of the equations of equilibrium of an elastic solid. *Cambridge & Dublin Mathematical Journal*.
- Khaddaj S. (1992). *Étude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres*. Thèse de doctorat. Université des Sciences et Technologies de Lille, 100 pages.
- Klejn G.K. (1977). *Strojitel'naya mekhanika syupuchikh tel* (En russe : Mécanique des milieux pulvérulents appliquée à la construction). Strojizdat, 256 pages.
- Komornik J., David A. (1969). Prediction of swelling potential for compacted clays. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 95, N° 1, pp. 209-225.

- Krylov A.N. (1930). *Raschet balok na uprugom osnovanii* (En russe : Calcul des poutres sur appui élastique). Académie des Sciences de l'URSS.
- Kurdyumov V.I. (1891). *À propos de la résistance des fondations directes*. Institut Polytechnique. Petrograd. Cours sols de fondations et fondations, pp. 1-78.
- Ladd C.C. (1959). Mechanism of swelling by compacted clays. Water tensions; swelling mechanisms; strength of compacted soil. *Highway Research Board Bulletin n° 245*. National Academy of Sciences - National Research Council, pp. 10-26.
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1959). The role of effective stress in the behavior of expansive soils. *Quarterly Journal of the Colorado School of Mines*. Vol. 54, n°4, oct., pp. 33-66.
- LCPC (2001). *Essais de chargement en vraie grandeur sur les formations gonflantes d'Ouarzazate*. Laboratoire Central des Points et Chaussées, Paris, Rapport du Thème de recherche GEO37, Sujet 1.37.04.00, pp. 2-35.
- Loof H.W. (1965). The theory of coupled spring foundation as applied to the investigations of structures supported on soil. *Heron*, vol. 13, N° 3-4, pp. 29-49.
- Low P.F. (1973). Fundamental mechanisms involved in expansion of clays as particularly related to clay mineralogy. *Proceedings, Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction*, vol. 1.
- LPEE (1999). *Dossier « Sols gonflants d'Ouarzazate »*. 98.256.X.4771001, Laboratoire Public d'Essais et d'Études, Casablanca, 49 pages.
- Lytton R.L. (1970a). Analysis for design of foundations on expansive clay. *Geomechanics Journal*, Institution of Engineers, Australia.
- Lytton R.L. (1970b). *Design criteria for residential slabs and grillage rafts on reactive clay*. Report for Australian Commonwealth Scientific and Industrial Organization (CSIRO), Division of Applied Geomechanics, Melbourne, Australia.
- Lytton R.L. (1971). Risk design of stiffened mats on clay. *Proceedings, Conference on Application of statistics and probability to soil and structural engineering, Hong Kong*, pp. 153-171.
- Lytton R.L. (1972). Design methods for concrete mats on unstable soils. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> Inter-American Conference on Material Technology, Rio de Janeiro*.
- Lytton R.L. (1977). *Foundations on expansive soils. Numerical methods in geotechnical engineering*, McGraw-Hill, New York.
- Lytton R.L. (1994). Prediction of movements in expansive clay. In Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments. *ASCE Geotechnical*

- Special Publication N°40*, A.T. Yeung and G.F. Felio Editors, Vol. 2, pp. 1827-1845.
- Lytton R.L., Kher R.K. (1970). Prediction of moisture movement in expansive clays. *Research Report 118-3. Center for Design of Foundations in Expansive Clay. Geomechanics Journal*, Institution of Engineers, Australia.
- Lytton R.L., Meyer K.T. (1971). Stiffened mats on expansive clay. *ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 97, n° SM7, pp. 999-1017.
- Lytton R.L., Watt W.G. (1970). Prediction of swelling in expansive clays. *Research Report 118-4, Center for Highway Research, University of Texas at Austin*.
- Lytton R.L., Woodburn J.A. (1973). Design and performance of mat foundations on expansive clay. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, Haifa*, vol. 1, pp. 301-307.
- Magnan J.P., Shakhirev V., Ejjaouani H., El Gamali H. (1995). Étude expérimentale du comportement des pieux forés dans les sols gonflants. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 198, pp. 29-38.
- Manuel du projeteur (1973). *Spravochnik proektirovshchika. Raschetno-teoreticheskij*, Chast II (En russe : Manuel du projeteur, Calculs et théorie. Partie II). Gostekhizdat, pp. 328-329.
- Manuel du projeteur (1985). *Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya ? Spravochnik proektirovchika* (En russe : Fondations et ouvrages souterrains. Manuel du projeteur). Strojizdat, Moscou.
- Means R.E. (1959). Building on expansive clays. *Quarterly of the Colorado School of Mines*, vol. 54, n°4, pp. 1-31.
- Ménard L., Rousseau J. (1962). L'évaluation des tassements, Tendances nouvelles. *Sols-Soils*, pp. 13-30.
- Mitchell P.W. (1984). *The design of shallow footings on expansive soils*. PhD Thesis, Civil Engineering Department, University of Adelaide. September.
- Mitchell P.W. (1986). The design of raft footings on expansive soils. *Civil Engineering Transactions*, Institution of Engineers Australia, vol. CE28, N+4, pp. 328-335.
- Mitchell P.W. (1988). The design of footings on expansive soils. *In Engineering Problems of Regional Soils, Proceedings of the International Conference , Beijing, China*. International Academic Publishers, pp. 127-135.
- Mohan D. (1988). Black cotton soils – highly expansive clay of India. *Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China*, International Academic Publishers, pp. 637-642.

- Mouroux P., Margron P., Pinte J.C. (1988). *La construction économique sur sols gonflants*. BRGM, Manuels et méthodes, RexCoop (Plan Construction), 126 pages.
- Mustafaev A.A. (1989). *Les fondations sur sols affaissables et gonflants* (En russe : Fundamenty na prosadochnykh i nabukhayushchikh gruntakh). Vyshchaya Shkola, Moscou, 578 pages, pp. 1-358.
- Naciri H. (1987). Les sols instables au Maroc. *Journal Marocain de géotechnique et des travaux de fondations*. N°2, pp. 5-93.
- Nayak N.V., Christensen R. (1974). Swelling characteristics of compacted expansive soils. *Journal of clays and clay minerals*, vol. 19, n°4, pp. 251-261.
- Nerpin S.V., Bondarenko N.F. (1966). *The ionic-electrostatic component of the splitting pressure. Research in surface forces*. Volume 2. Three-dimensional aspects of surface forces (Traduit du russe). Consultants Bureau, New York, pp. 43-50.
- Parcevaux P. (1980). *Étude microscopique et macroscopique du gonflement des sols gonflants*. Thèse de docteur-ingénieur en géologie de l'ingénieur, Université Pierre et Marie Curie et École nationale Supérieure des Mines de Paris.
- Pellissier J.P., Williams A.A.B. (1991). Development of raft foundations for small structures on heaving clay. In *Geotechnics in the African environment. Proceedings of the 10<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering and 3<sup>rd</sup> International Conference on Tropical and Residual Soils, Maseru, September 1991*, pp. 91-98.
- Philipponnat G. (1979). *Fondations et ouvrages en terre*. Éditions Eyrolles, Paris, 401 pages.
- Philipponnat G. (1987). Sols expansifs en France. Identification et recommandations pour les fondations. *Proceedings, 6th International Conference on Expansive Soils, New-Delhi, India*.
- Philipponnat G. (1991). Retrait-gonflement des argiles. Proposition de méthodologie. *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, pp. 5-22.
- Philipponnat G., Hubert B. (2002). *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris, 499 pages.
- Pidgeon J.T. (1980a). A comparison of existing methods of design of stiffened raft foundations on expansive soils. *Proceedings, 7<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra*.
- Pidgeon J.T. (1980b). The interaction of expansive soil and stiffened raft foundation. *Proceedings, 7<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra*.

- Pidgeon J.T. (1988). Guide to the universal method for the rational design of stiffened raft foundations for small structures. *In Course on the Design of Stiffened Raft Foundations and Articulated Structures on Expansive Clays*, August 1988, CSIR, Pretoria.
- Platret G. (2001). Analyse minéralogique d'échantillons d'argile d'Ouarzazate. Rapport interne du LCPC.
- Popescu M.E. (1983). Correlation between the index properties and swelling-shrinking characteristics of active clays. *Proceedings, 7<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa*, vol. 1, pp. 71-75.
- Prandtl L. (1920) Ueber die Harte plastischer Körper, *Nachrichten der Königlichem Gesellschaft Wissenschaften, Göttingen, Math-Phys.*, V.I, p.74.
- Puzirevskij N.P. (1923). *Rascheti fundamentov* (En russe : Les calculs de fondations), Leningrad, LIIPS, Travaux (Trudy), vol. 1.
- Rama Rao R., Smart P. (1980). Significance of particle size distribution similarity in prediction of swell properties. *Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils. Denver*, vol. 1, pp. 96-105.
- Ranganatham B.V., Satyanarayana B. (1965). A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal*, vol.I, pp. 92-96.
- Rao S.N. (1979). The influence of fabric on the shrinkage limit of clays. *Geotechnical Engineering*, vol. 10, pp. 243-251.
- Ratkevich K. (1976). *Razrabotka konstruksij i issledovanie melkozagublennykh buronabivnykh svaj povyshchennoj nesushchej sposobnosti*. (En russe : Conception et étude de pieux forés faiblement encastrés à capacité portante élevée). Vsesoyuznij zaochnyj inzhernerno-stroitelnyj institut. Thèse. Moscou, 287 pages.
- Reissner H. (1974). Zum Erddruck Problem. *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics. Delft*, pp.295-311.
- Richards B.G. (1967). Moisture flow and equilibria in unsaturated soils for shallow foundations. Permeability and capillarity of soils. *American Society for Testing and Materials. Special Technical Publication*, n° 417, pp. 4-34.
- Rigby C.A., Dekena C.J. (1951). Crack resistant housing. *30<sup>th</sup> Annual Conference, British Institute of Municipal Engineers, South African District* (mimeographed).
- Salas J.A.J., Serratos J.M. (1957). Foundations on swelling clays. *Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, vol. 1, pp. 424-428.

- Salbert J.R., Smith P.C. (1965). Pavement design over expansive clays : current practice and research in the United States. *Proceedings, International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Engineering Effects of Moisture Changes in Soils*. Texas A&M Press.
- Sazhin V.S. (1969). Special construction on subsiding and swelling soils (In russian). *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov*, 1969, pp. 22-23.
- Schneider G.L., Poor A.R. (1974). The prediction of soil heave and swell pressures developed by an expansive clay. *Research Report N° TR-9-74*, University of Texas.
- Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 88, n° SM3, pp. 53-87.
- Shakhirev V., Konovalov P., Myachina L., Yatso S., Karamyshev A. (1975). Stress and strain distribution in soil layer. *Proceedings, 5<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore, India*, vol. I.
- Shakhirev V., Magnan J.P., Ejjaouani H., Chemaou El Fihri O. (1997). Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, Paris, N° 210, pp. 55-75.
- Simvulidi I.A. (1973). *Raschet inzhenernykh konstruksij na uprugom osnovanii* (En russe : Calcul des structures sur appui élastique). Izdatelstvo Vysshaya Shkola, Moscou.
- Skempton A.W. (1953). Colloidal activity of clays. *Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, vol. I, pp. 57-61.
- Snethen D.R. (1984). Evaluation of expedient methods for identification and classification of potentially expansive soils. *Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, Adelaide*, pp. 22-26.
- SNIP 2.02.01-83 (1985). *Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij* (En russe : Fondations de bâtiments et d'ouvrages). Standartnye Normy i Pravila (Normes et Règles pour la Construction), Moscou, 27 pages.
- Sorochan E.A. (1989). *Construction d'ouvrages sur les sols gonflants* (en russe : Stroitelstvo sooruzhenij na nabukhayushchikh gruntakh). Moscou, Strojizdat, 310 pages.
- Sowers G.B., Sowers G.F. (1970). *Introductory soil mechanics and foundation engineering*. 3<sup>rd</sup> edition, The MacMillan Co., New York.
- Taylor D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York, 700 pages.

- Tefal M. (1993). *Évaluation de la pression de gonflement de l'argile de Berrechid à l'appareil triaxial*. Travail de Fin d'Études à l'École Hassania des Travaux Publics, Casablanca,
- Terzaghi K. (1951). *Mécanique théorique des sols*. Traduit de l'anglais (Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New York, 1943). Éditions Dunod, Paris.
- Tourtlot H.A. (1973). Geologic origin and distribution of swelling clays. *Proceedings, Workshop on Expansive Clays and Shale in Highway Design and Construction*, vol.I.
- Tsytoovich N.A., Veselov V.A., Kuzmin P.G., Ferronskij V.I., Pilyugin A.I., Luga A.A., Sokolov H.M., Savinov O.A., Kosterin Eh.V. (1959). *Osnovaniya i fundamenti* (En russe : Sols et fondations). Gosstrojizdat, Moscou, pp. 154-155.
- Van der Merwe D. (1964). The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. *The Civil Engineer in South-Africa*, vol. 6, n° 6, pp. 103-118.
- Vesic A.B. (1961). Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis. *Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*, vol. 1, pp. 845-850.
- Vijayvergiya V.N., Ghazzaly G. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. *Proceedings, 3<sup>d</sup> International Conference on Expansive Soil, Haifa*, vol. I, pp. 227-236.
- Vlasov V.Z., Leontev, N.N. (1960). *Balki, plity i obolochki na uprugom osnovanii* (En russe : Poutres, plaques et voûtes sur appui élastique). Moscou, Fizmatgiz; pp.1-520
- Vlasov, V.Z., Leontev, N.N. (1966). *Beams, plates and shells on elastic foundations* (Translated from Russian).
- Walsh P.F. (1974). Design of residential slabs on ground. *Research Technical Paper n° 5; Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO)*, Division of Building Research, Australia.
- Westergaard H.M. (1926). Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. *Public Roads*, vol. 7, n°2, pp. 22-35.
- Weston, D.J. (1980). Expansive road bed treatment for Southern Africa. *Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, Denver*, vol. 1, pp. 339-360.
- Williams A.A.B. (1957). Discussion on "The prediction of heave from the double oedometer test", by J.E. Jennings and K. Knight. *Proceedings, Symposium of expansive clays. South-African Institution of Civil Engineering, 1957-1958*, p. 57.
- Williams A.A. (1991a). The extraordinary phenomenon of chemical heaving and its effect on buildings and roads. *In Geotechnics in the African environment*.

*Proceedings of the 10<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering and 3<sup>rd</sup> International Conference on Tropical and Residual Soils, Maseru, September 1991, pp. 91-98.*

Williams A.A. (1991b). New options for foundations on heaving clays. *In Geotechnics in the African environment. Proceedings of the 10<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering and 3<sup>rd</sup> International Conference on Tropical and Residual Soils, Maseru, September 1991, pp. 243-247.*

Williams A.A.B., Pidgeon J.T., Day P. (1985). Expansive soils. Problem soils in South Africa. State of the Art. *The Civil Engineer in South Africa*, vol. 27, N°7, pp. 367-377.

Wiseman G., Zeitlen J.G., Komornik A. (1988). Investigation methods used in Israel for problematic soils. *Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China*, International Academic Publishers, pp. 723-728.

Woodward – Clyde and Associates (1967). *Review paper on Expansive clay soils*. Vol. 1, Los Angeles, Calif.

Zacharias G., Ranganathan B. (1972). Swelling and swelling characteristics of synthetic clays. *Proceedings, Symposium on Strength and Deformation Behaviour of Soils, Bangalore, India*, Vol. 1, pp. 129-134.

Zhemochkin B.I., Sinitsyn A.P. (1947, 1962). *Prakticheskie metody rascheta fundamentnykh balok I plit na uprugom osnovanii bez gipotezy Vinklera* (En russe : Méthodes pratiques de calcul des poutres de fondation sur appui élastique sans l'hypothèse de Winkler). 1<sup>ère</sup> édition 1947, 2<sup>ème</sup> édition 1962. Gosstrojizdat, Moscou.